



**Universidad Nacional Mayor de San Marcos**  
**Universidad del Perú. Decana de América**  
**Facultad de Ciencias Físicas**  
**Escuela Académico Profesional de Ingeniería Mecánica de**  
**Fluidos**

**Diseño hidráulico de la conducción forzada de la**  
**Central Hidroeléctrica Aricota 3**

**MONOGRAFÍA TÉCNICA**

Para optar el Título Profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos

**AUTOR**

**Gerzon Fernando YAÑEZ VEGA**

Lima, Perú

2016



Reconocimiento - No Comercial - Compartir Igual - Sin restricciones adicionales

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

Usted puede distribuir, remezclar, retocar, y crear a partir del documento original de modo no comercial, siempre y cuando se dé crédito al autor del documento y se licencien las nuevas creaciones bajo las mismas condiciones. No se permite aplicar términos legales o medidas tecnológicas que restrinjan legalmente a otros a hacer cualquier cosa que permita esta licencia.

## Referencia bibliográfica

---

Yañez, G. (2016). *Diseño hidráulico de la conducción forzada de la Central Hidroeléctrica Aricota 3*. [Monografía Técnica de pregrado, Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Facultad de Ciencias Físicas, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos]. Repositorio institucional Cybertesis UNMSM.

---



# UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS

(Universidad del Perú, Decana de América)

## FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS

### ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA DE FLUIDOS

#### ACTA DE SUSTENTACIÓN DE MONOGRAFÍA TÉCNICA PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO MECÁNICO DE FLUIDOS POR LA MODALIDAD M3, SUFICIENCIA PROFESIONAL

Siendo las 18:00 horas del día miércoles 13 de julio de 2016 en el Aula 205 de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos, bajo la presidencia del Ing. MIGUEL ARÁMBULO MANRIQUE y con la asistencia del MSc. Ing. SAÚL HORRQUE FERRO y del Ing. CARLOS PEDROSA ALANYA, miembros del Jurado Examinador de Monografía Técnica, de conformidad con la Resolución Rectoral N° 01934-R-02 que aprueba las diferentes modalidades de titulación profesional, se dio inicio a la Sesión Pública de Sustentación de Monografía Técnica en la que el Bachiller GERZON FERNANDO YAÑEZ VEGA puso a consideración del Jurado Examinador su trabajo de Monografía Técnica como parte de los requisitos para optar el Título Profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos por la Modalidad M3, Suficiencia Profesional.

El Presidente del Jurado Examinador dio lectura del Resumen del Expediente e invitó al Bachiller GERZON FERNANDO YAÑEZ VEGA, a realizar la exposición de su trabajo titulado "DISEÑO HIDRÁULICO DE LA CONDUCCIÓN FORZADA DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA ARICOTA 3" durante un tiempo de 30 minutos.

Concluida la exposición del candidato, y luego de las preguntas de rigor de parte del Jurado Examinador, el Presidente invitó al Bachiller a abandonar momentáneamente la sala de sesión para dar paso a la deliberación y calificación correspondiente. Se procedió a promediar la nota final obtenida en los cursos del Ciclo de Actualización Profesional (CAP), y el resultado se promedió a su vez con la nota de sustentación de la monografía para hallar el promedio final.

Al término de la deliberación del jurado, se invitó al candidato a regresar a la sala de sesión para dar lectura a la calificación final obtenida, la misma que fue:

CATORCE 14

El Presidente del Jurado Examinador, Ing. MIGUEL ARÁMBULO MANRIQUE, a nombre de la Nación y de la Universidad Nacional Mayor de San Marcos, declaró al Bachiller GERZON FERNANDO YAÑEZ VEGA Ingeniero Mecánico de Fluidos.

Siendo las 19:40 horas del mismo día, se levantó la sesión.

Ing. MIGUEL ARÁMBULO MANRIQUE  
Presidente de Jurado Examinador

MSc. Ing. SAÚL HORRQUE FERRO  
Miembro de Jurado Examinador

Ing. CARLOS PEDROSA ALANYA  
Miembro de Jurado Examinador



## **DEDICATORIA**

*Dedico este trabajo, primeramente, a mis señores padres CATALINA y JESUS, por apoyarme en todo momento, dándome valores importantes, agradeciendo su sacrificio para darme una buena educación.*

*A todos mis familiares y amigos que contribuyeron a alcanzar este logro.*

# INDICE

<b>1. CAPITULO I - INTRODUCCION .....</b>	<b>1</b>
<b>2. CAPITULO II – GENERALIDADES .....</b>	<b>2</b>
<b>2.1 OBJETIVOS .....</b>	<b>2</b>
<b>2.1.1 Objetivo General .....</b>	<b>2</b>
<b>2.1.2 Objetivos Específicos .....</b>	<b>2</b>
<b>2.2. PLANTEAMIENTO HIDRÁULICO .....</b>	<b>2</b>
<b>3. CAPITULO III - INFORMACION BASICA .....</b>	<b>3</b>
<b>3.1 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO .....</b>	<b>3</b>
<b>3.2 VÍAS DE ACCESO .....</b>	<b>3</b>
<b>3.3 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA .....</b>	<b>4</b>
<b>3.3.1 Conducción forzada G1 .....</b>	<b>4</b>
<b>3.3.2 Casa de Maquinas G1 .....</b>	<b>5</b>
<b>3.3.3 Conducción Forzada G2 .....</b>	<b>5</b>
<b>3.3.4 Casa de Maquinas G2 .....</b>	<b>7</b>
<b>3.4 HIDROLOGÍA .....</b>	<b>7</b>
<b>4. CAPITULO IV - MARCO TEORICO .....</b>	<b>10</b>
<b>4.1 CENTRALES HIDROELÉCTRICAS .....</b>	<b>10</b>
<b>4.1.1 Definición .....</b>	<b>10</b>
<b>4.1.2 Esquema de una Central Hidroeléctrica .....</b>	<b>10</b>
<b>4.2 PRINCIPIO DE GENERACIÓN HIDROELÉCTRICA .....</b>	<b>11</b>
<b>4.2.1 Potencia de Generación .....</b>	<b>11</b>
<b>4.3 METODOLOGÍA DE CÁLCULO DE COMPONENTES HIDRÁULICOS .....</b>	<b>12</b>
<b>4.3.1 Cámara de Carga .....</b>	<b>12</b>
<b>4.3.2 Tubería Forzada .....</b>	<b>16</b>
<b>4.3.3 Casa de Maquinas .....</b>	<b>35</b>
<b>5. CAPITULO V - DISEÑO HIDRAULICO .....</b>	<b>39</b>
<b>5.1 DESCRIPCIÓN DE LA CONFIGURACIÓN DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA .....</b>	<b>39</b>
<b>5.2 DESCRIPCIÓN DE LOS COMPONENTES .....</b>	<b>40</b>
<b>5.2.1 Central Hidroeléctrica Aricota 3, Generador 1 .....</b>	<b>40</b>
<b>5.2.2 Central Hidroeléctrica Aricota 3, Generador 2 .....</b>	<b>43</b>
<b>5.3 DISEÑO DE COMPONENTES HIDRÁULICOS. ....</b>	<b>44</b>
<b>5.3.1 Captación. ....</b>	<b>44</b>
<b>5.3.2 Tubería de Presión G1 .....</b>	<b>45</b>
<b>5.3.3 Casa de Maquinas G1 .....</b>	<b>68</b>
<b>5.3.4 Cámara de Carga G2 .....</b>	<b>69</b>
<b>5.3.5 Tubería de Presión G2 .....</b>	<b>71</b>
<b>5.3.6 Casa de Maquinas G2 .....</b>	<b>77</b>
<b>5.3.7 Características Hidroenergeticas de la CHHH Aricota 3 .....</b>	<b>78</b>
<b>6. CONCLUSIONES .....</b>	<b>79</b>
<b>7. RECOMENDACIONES .....</b>	<b>80</b>
<b>8. BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>81</b>
<b>9. ANEXOS .....</b>	<b>82</b>
<b>9.1 ANEXO 1- PLANOS .....</b>	<b>82</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura N° 2.1: Esquema del sistema de conducción forzada en cascada de la CCHH Aricota N°3.....	2
Figura N° 3.1: Ubicación del proyecto C.H Aricota N° 3.....	3
Figura N° 3.2: Secciones en las proximidades de la tubería G1 .....	4
Figura N° 3.3: Sección en la progresiva 3+600 con un espesor de material fluvio aluvial.....	6
Figura N° 3.4: Persistencia de caudal disponible en la CH Aricota 2 .....	8
Figura N° 3.5: Volumen de agua turbinada al año (Hm3) .....	9
Figura N° 4.1: Esquema de CCHH con aducción a pelo libre .....	10
Figura N° 4.2: Esquema de CCHH con aducción a presión .....	11
Figura N° 4.3: Esquema general de una CCHH.....	11
Figura N° 4.4: Componentes de una cámara de Carga .....	13
Figura N° 4.5: Características hidrodinámicas en partida y parada brusca .....	16
Figura N° 4.6: Curva de diámetro óptimo.....	19
Figura N° 4.7: Coeficiente de pérdida según el tipo de entrada .....	21
Figura N° 4.8: Curvas para la obtención de pérdidas de carga en las curvas .....	21
Figura N° 4.9: Valores de Kc90 (Creager) en función del ángulo de deflexión .....	22
Figura N° 4.10: Rotura de tubería por presencia de sobrepresiones .....	23
Figura N° 4.11: Aplastamiento de tubería por presencia de depresiones .....	23
Figura N° 4.12: Descripción del fenómeno de golpe de ariete .....	26
Figura N° 4.13: Diagrama de sobrepresiones máximas por cierre brusco .....	29
Figura N° 4.14: Diagrama de sobrepresiones para distintos valores de tmc.....	30
Figura N° 4.15: Diagrama de sobrepresiones máximas para cierre lento .....	30
Figura N° 4.16: Válvula rápida alivio de presión .....	31
Figura N° 4.17: Operación de la válvula alivio de presión.....	31
Figura N° 4.18: Curva de relación coeficiente de descarga VS % de abertura válvula howell bungler	33
Figura N° 4.19: Curva para obtención de longitud de la poza disipadora.....	33
Figura N° 4.20: Curva para obtención de la altura de desfogue ideal .....	34
Figura N° 4.21: Curvas para la obtención de la altura de desfogue mínima .....	34
Figura N° 4.22: Curvas para la obtención del ancho de los canales de salida del cuenco.....	34
Figura N° 4.23: Dimensiones óptimas de un cuenco amortiguador con válvula de chorro hueco .....	35
Figura N° 4.24: Cuenco tipo para desagüe con válvulas de chorro hueco con deflectores.....	35
Figura N° 4.25: Esquemas de una turbina Francis y una turbina pelton .....	36
Figura N° 5.1: Disposición de obras de la de la CCHH Aricota N°3 .....	39
Figura N° 5.2: Esquema de sección típica de la conducción presurizada .....	41
Figura N° 5.3: Esquema general de la casa de máquinas para la G1 y G2 .....	43
Figura N° 5.4: Niveles de operación de captación – cámara de carga.....	45
Figura N° 5.5: Curva del diámetro optimo tubería G1 y G2.....	51
Figura N° 5.6: Esquema y características de tubería forzada G1 .....	56
Figura N° 5.7: Esquema de Configuración.....	58
Figura N° 5.8: Ingreso de datos de reservorio inicial.....	59
Figura N° 5.9: Ingreso de datos de nodos (codos).....	59
Figura N° 5.10: Características mecánicas de las tuberías de GRP .....	60
Figura N° 5.11: Ingreso de datos de turbina y válvula de admisión .....	60
Figura N° 5.12: Ingreso de datos de la válvula alivio de presión.....	61
Figura N° 5.13: Ingreso de datos de válvula de aire .....	61
Figura N° 5.14: Perfiles de sobrepresiones máximas y mínimas – sin protección .....	62
Figura N° 5.15: Perfiles de sobrepresiones máximas y mínimas - con protección .....	62
Figura N° 5.16: Esquema del bypass.....	64
Figura N° 5.17: Esquema y características de By pass .....	65
Figura N° 5.18: Estructura final del bypass .....	67
Figura N° 5.19: Esquema de empalme de canal de descarga con cámara de carga G2 .....	69
Figura N° 5.20: Niveles de operación de la cámara de carga .....	71
Figura N° 5.21: Esquema y características de tubería forzada G2 .....	74
Figura N° 5.22: Perfiles de sobrepresiones máximas y mínimas - Sin protección.....	75
Figura N° 5.23: Perfiles de sobrepresiones Máximas y Mínimas - Con protección .....	75

**LISTA DE CUADROS**

Cuadro N° 3.1: Resultados de calicatas ubicadas en tubería G1.....	5
Cuadro N° 3.2: Capacidad portante admisible .....	5
Cuadro N° 3.3: Características geotécnicas de calicatas en la tubería G2 .....	6
Cuadro N° 3.4: Capacidad portante del suelo en la casa de máquinas G2.....	7
Cuadro N° 3.5: Volumen de agua turbinada al año .....	8
Cuadro N° 4.1: Coeficiente de pérdidas por el tipo de válvula .....	22
Cuadro N° 4.2: Valores DE Ha - Hv (m) en función sobre el nivel del mar y la temperatura del flujo..	37
Cuadro N° 5.1: Presiones de trabajo para tuberías de GRP .....	46
Cuadro N° 5.2: Características de tuberías de GRP .....	46
Cuadro N° 5.3: Características hidráulicas de Optimización .....	46
Cuadro N° 5.4: Espesores por tipo de diámetro comercial .....	49
Cuadro N° 5.5: Cuadro resumen de Optimización de las tuberías forzadas .....	50
Cuadro N° 5.6: Cuadro detallado de Optimización del diámetro de las tuberías forzadas .....	52
Cuadro N° 5.7: Cuadro resumen de pérdidas de carga por codos en tubería forzada G1 .....	53
Cuadro N° 5.8: Valores de celeridad recomendados para tuberías de GRP .....	57
Cuadro N° 5.9: Cuadro comparativo de sobrepresiones obtenidas en la tubería forzada G1 .....	63
Cuadro N° 5.10: Distribución de tubería forzada G1 por clase.....	63
Cuadro N° 5.11: Cuadro resumen de pérdidas de carga por codos en tubería forzada G2 .....	72
Cuadro N° 5.12: Cuadro comparativo de sobrepresiones obtenidas en la tubería forzada G2 .....	76
Cuadro N° 5.13: Distribución de tubería forzada G2 por clase.....	76
Cuadro N° 5.14: Características Hidroenergeticas de la CCHH Aricota 3.....	78

## 1. CAPITULO I - INTRODUCCION

La presente Monografía tiene por finalidad general exponer el diseño hidráulico de la conducción forzada de la Central Hidroeléctrica Aricota N° 3, ubicada en la provincia de Jorge Basadre, departamento de Tacna.

Además de las beneficios que traen a nuestro país la búsqueda de nuevas fuentes de energía no contaminante, siendo en este caso el planteamiento de un aprovechamiento hidroeléctrico, también se busca optimizar el uso de los pocos recursos disponibles en esta zona del país, por lo cual se planteó el diseño de una mini central con una configuración en cascada con dos caídas consecutivas, aprovechando el agua turbinada proveniente de la Central Hidroeléctrica Aricota 2 ya existente.

Estos factores anteriormente mencionados conllevan a considerar interesante como materia de estudio el desarrollo del diseño de esta central considerando también que con el desarrollo de este proyecto se podrá aportar y cubrir el creciente déficit de energía eléctrica de la región.

Es por eso que se tomó como reto buscar una configuración de esta central la cual pueda ser factible técnica y económicamente y así poder cumplir la principal meta de la ingeniería que siempre estar en búsqueda de soluciones a los distintos retos que se puedan presentar en la vida.

El esquema o configuración planteada en este estudio de la C.H Aricota N° 3 está constituido por dos mini centrales consecutivas (en cascada) nombradas Generador 1 y Generador 2.

La presente monografía está conformado por 5 capítulos, siendo el primer capítulo la introducción de esta monografía técnica.

El segundo capítulo (Generalidades) mencionara los objetivos generales, específicos y planteamiento hidráulico.

En el tercer capítulo se exponen los estudios básicos necesarios para el desarrollo de los diseños.

En el cuarto capítulo se desarrollara el marco teórico, profundizando en los criterios tomados para poder realizar los diseños.

En el quinto capítulo se expondrá los cálculos y diseños finales.

Finalmente se incluyen las conclusiones, recomendaciones, bibliografía y planos.

## 2. CAPITULO II – GENERALIDADES

### 2.1 Objetivos

#### 2.1.1 Objetivo General

- Diseño Hidráulico de la conducción forzada del sistema en cascada de la Central Hidroeléctrica Aricota 3.

#### 2.1.2 Objetivos Específicos

- Determinar el diámetro óptimo para las tuberías forzadas.
- Determinar las pérdidas de energía totales en las tuberías de presión, para así definir la potencia generada en la central.
- Plantear dispositivos de protección para las conducciones forzadas en caso de presentarse el fenómeno de golpe de ariete.
- Plantear obras de emergencia en caso se tenga que suspender la generación de energía de alguno de los generadores.

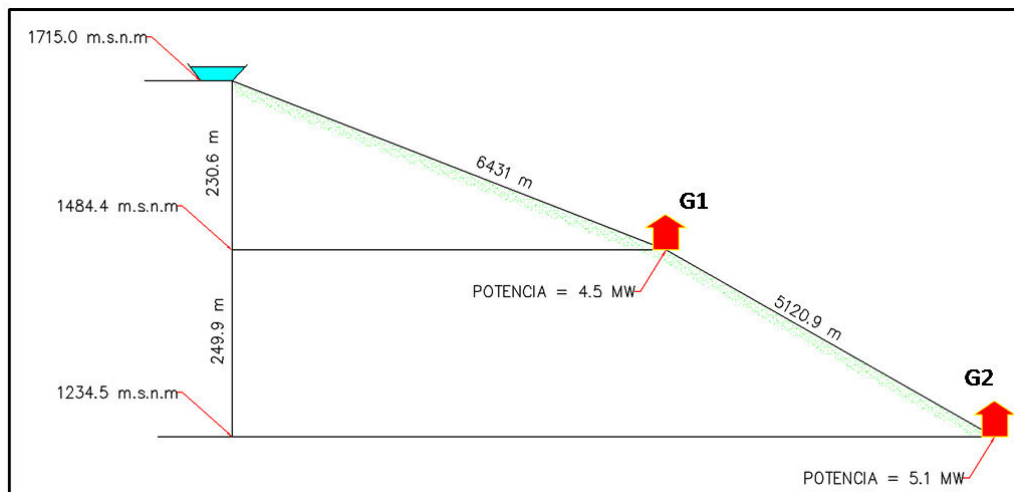
### 2.2. Planteamiento Hidráulico

La Central Hidroeléctrica Aricota 3 consiste en un nuevo aprovechamiento hidroeléctrico de las aguas del río Curibaya el cual nace de la Laguna Aricota.

Actualmente existente las centrales hidroeléctricas Aricota N° 1 y N°2, las cuales funcionan en cascada y son operadas por EGESUR.

La Central Hidroeléctrica Aricota 3 aprovechara las aguas turbinas de la CH Aricota N° 2 para generar aproximadamente 9.6 MW mediante una configuración de aprovechamiento hidroeléctrico en cascada formado por dos saltos consecutivos Generador 1 (G1) y Generador 2 (G2), los cuales aprovecharán un salto bruto de 230.6m y 249.9m respectivamente, entre las obras de toma y la casa de máquinas. Las potencias generadas serán de 4.5MW y 5.1MW en el Generador 1 y Generador 2 respectivamente, aprovechando un caudal de 2.70 m<sup>3</sup>/s.

FIGURA N° 2.1: ESQUEMA DEL SISTEMA DE CONDUCCIÓN FORZADA EN CASCADA DE LA CCHH ARICOTA N°3



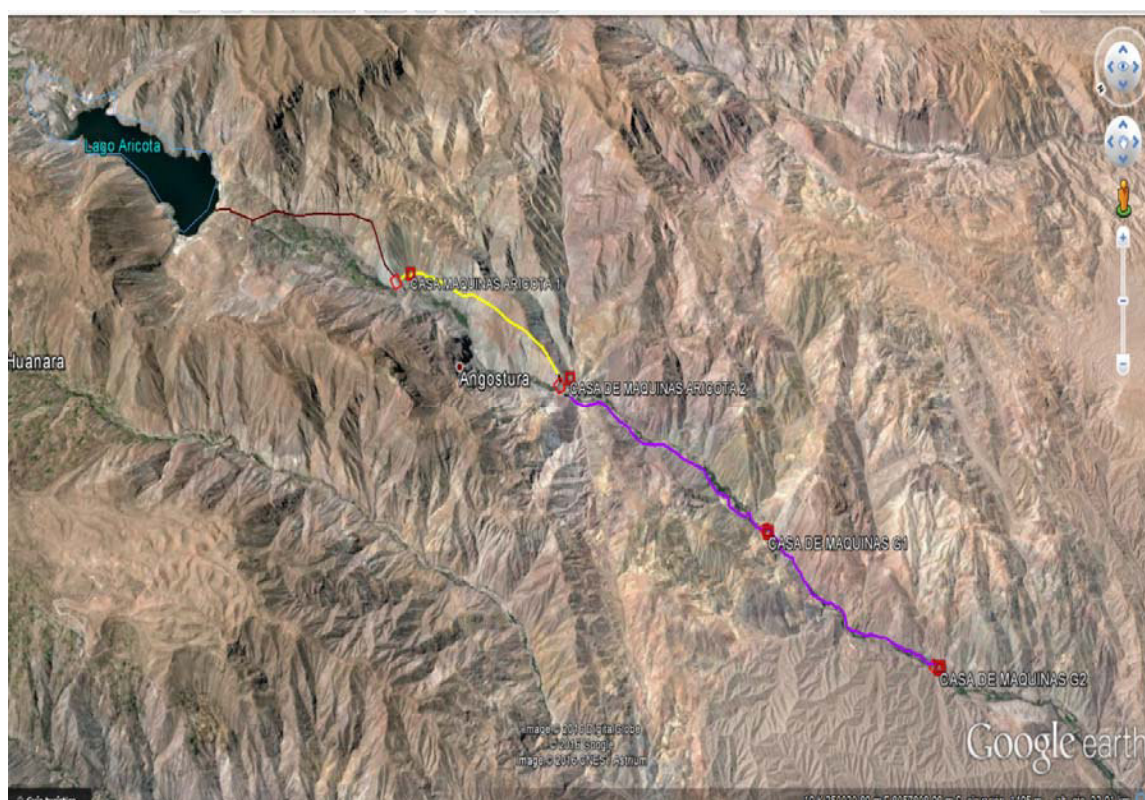
### 3. CAPITULO III - INFORMACION BASICA

#### 3.1 Ubicación del Área de Estudio

El Proyecto Central Hidroeléctrica Aricota N° 3, se encuentra ubicado políticamente en el Distrito de Ilabaya, Provincia de Jorge Basadre, Departamento de Tacna. La central hidroeléctrica Aricota N°3, compuesta por dos mini centrales dispuestas consecutivamente (en cascada), se emplazan por tramos en la margen derecha e izquierda del río Curibaya (cuenca del río Locumba) en un tramo de aproximadamente 12 km de longitud que inicia en el reservorio existente de la CH. Aricota N° 2.

El área del Proyecto se ubica a un altura promedio de 1 700 msnm, en la zona inicial de la cuenca del río Curibaya, sobre su margen derecha, que tiene sus inicios en la laguna de Aricota, a unos 20 km. aguas arriba al Este de la Cordillera de Los Andes.

FIGURA N° 3.1: UBICACIÓN DEL PROYECTO C.H ARICOTA N° 3



#### 3.2 Vías de Acceso

Para acceder al área del proyecto se parte de la ciudad de Tacna, en sentido norte por la Carretera Panamericana Sur hasta la altura del km 1238, donde nace un desvío llamado carretera Gallinazos, que conduce hacia el Distrito de Ticapampa. En este punto inicia la carretera Curibaya, la cual pasa por los poblados de Ticapampa, Chulibaya y Poquera para luego llegar al caserío de Chintari. La zona de estudio de la C.H. Aricota 3, se encuentra entre el poblado de Chulibaya y el caserío Chintari.

La carretera Gallinazos tiene una longitud aproximada de 87.00 km de carretera asfaltada. Tomando esta ruta, la zona del Proyecto se encuentra a aproximadamente una hora y media de la Ciudad de Tacna.



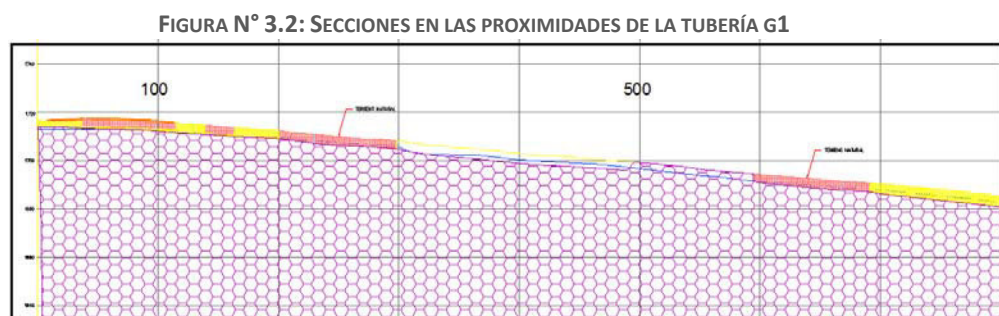
### 3.3 Geología y Geotecnia

#### 3.3.1 Conducción forzada G1

**Características Morfológicas.** Desde el punto de vista morfológico, la tubería de conducción desde la captación hasta la progresiva 6+420 en el que se ubica la casa de máquinas G-1 se emplaza en llanuras de inundación fluvial aluviales y dos conos aluviales importantes (Poquera y Pérez) así mismo atraviesa por conos de pie de talud coluvio aluviales.

**Características geológicas.** Desde el punto de vista litológico y estratigráfico, el basamento rocoso lo constituye la formación Toquepala que se encuentra fuertemente fracturado. La cobertura cuaternaria está representada por depósitos fluvio aluviales, aluviales y coluvio aluviales que se muestran algunas veces con estratificación, otras con una grosera estratificación y sin estratificación.

En ciertos tramos la tubería se emplazara directamente sobre el macizo rocoso y otras encima de depósitos cuaternarios que tienen espesores entre 7 y 10 m aproximadamente encima del basamento rocoso, tal como se puede apreciar en el plano geológico. Cuyo extracto del primer tramo se muestra en la figura N° 3.2.



**Clasificación de suelos.** Los materiales sueltos están representados por gravas bien graduadas y arenas bien graduadas con limos que constituyen la parte del matriz.

Se ha extraído un resumen de las características de los suelos en base a los resultados de los ensayos practicados a partir de las muestras obtenidas en las respectivas calicatas.

**CUADRO N° 3.1: RESULTADOS DE CALICATAS UBICADAS EN TUBERÍA G1**

UBICACIÓN	GRANULOMETRIA			LIMITES DE CONSISTENCIA		CLASIF.	CONT. HUMEDAD
	GRAVA (%)	ARENAS (%)	FINOS (%)	LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	SUCS	
C-10	19.83	73.51	6.66	22.5	NP	SP-SM	5.69
C-11	49.33	48.33	2.35	16.2	NP	GP	6.69
C-12	80.61	18.81	0.58	11.5	NP	GW	5.15
C-13	76.38	21.4	2.22	15.8	NP	GP	1.53
C-14	51.83	41.56	6.61	21.4	NP	GW-GM	2.42
C-15	54.06	44.45	1.49	12.4	NP	GW	1.56
C-16	80.84	17.92	1.24	11	NP	GW	0.86
C-17	45.7	47.54	6.76	20.6	NP	SW-SM	1.68
C-18	48.11	49.14	2.75	8.7	NP	SW	2.75
C-19	66.57	28.64	4.79	12.8	NP	GW	1.44
C-20	34.74	60.18	5.08	14.1	NP	SW-SM	2.25

Fuente: Elaboración propia



**Capacidad portante admisible.** En base a los valores de los resultados de ensayos de corte directo realizados se han efectuado los cálculos de la capacidad portante para cada calicata, los mismos que se muestran en el siguiente cuadro como resumen de los certificados.

CUADRO N° 3.2: CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE

Tubería G1		
Ubicación	Profundidad (m)	q Admisible
C-10	3.00	2.15 kg/cm <sup>2</sup>
C-11	3.00	1.06 kg/cm <sup>2</sup>
C-12	1.03.000	2.14kg/cm <sup>2</sup>
C-13	3.00	2.68 kg/cm <sup>2</sup>
C-14	3.00	1.95 kg/cm <sup>2</sup>
C-15	3.00	1.87 kg/cm <sup>2</sup>
C-16	ROCA M.R.	8.8 kg/cm <sup>2</sup>
C-17	3.00	2.33 kg/cm <sup>2</sup>
C-18	3.00	2.07 kg/cm <sup>2</sup>
C-19	3.00	3.35 kg/cm <sup>2</sup>
C-20	ROCA M.R.	8.8 kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

La capacidad portante Esta entre 1.069 kg/cm<sup>2</sup> y 3.35Kg/cm<sup>2</sup>. Sera recomendable utilizar el valor inferior o en todo caso el promedio para los cálculos de diseño.

**Discusión.** En función a las características geológicas y geotecnias, el emplazamiento de la tubería se encuentra entre 7 y 10 m encima del basamento rocoso lo que implica que deberá emplazarse sobre material cuaternario cuyas capacidades portantes varían de un punto a otro, considerando estos aspectos será conveniente realizar los cálculos con un valor promedio de 2.17 kg/cm<sup>2</sup>.

### 3.3.2 Casa de Maquinas G1

La capacidad portante admisible está entre 2.15kg/cm<sup>2</sup> y 1.05 kg/cm<sup>2</sup>, por lo que se recomienda utiliza un promedio que sería de 1.60 kg/cm<sup>2</sup>, dado que el cono aluvial.

Sera necesario que en las ladera lateral de la margen izquierda se prevé la construcción de muros de contención, en la zona alta mallas con bulones para evitar la caída de bloques de la ladera

La cimentación es recomendable se prevea con plateas que permitan unificar la capacidad portante de los suelos, dado que existe variaciones aun en el mismo cono aluvial.

### 3.3.3 Conducción Forzada G2

**Características Morfológicas.** Desde el punto de vista morfológico, la tubería de conducción desde la casa de máquinas G-1 en la progresiva 6+425 se emplaza en llanuras de inundación fluvial aluviales con un salto entre la progresiva 0+300 al 1+300 a partir del cual la pendiente se hace uniforme.

**Características geológicas.** Desde el punto de vista litológico y estratigráfico, el basamento rocoso lo constituye en el primer tramo el intrusivo diorítico que se halla en profundidad y que no sera alcanzado en la cimentación. A partir de la progresiva 0+200 aproximadamente

el basamento lo constituye la formación Toquepala hasta la zona de la casa de máquinas, que por la margen derecha se halla la formación Moquegua en este último tramo.

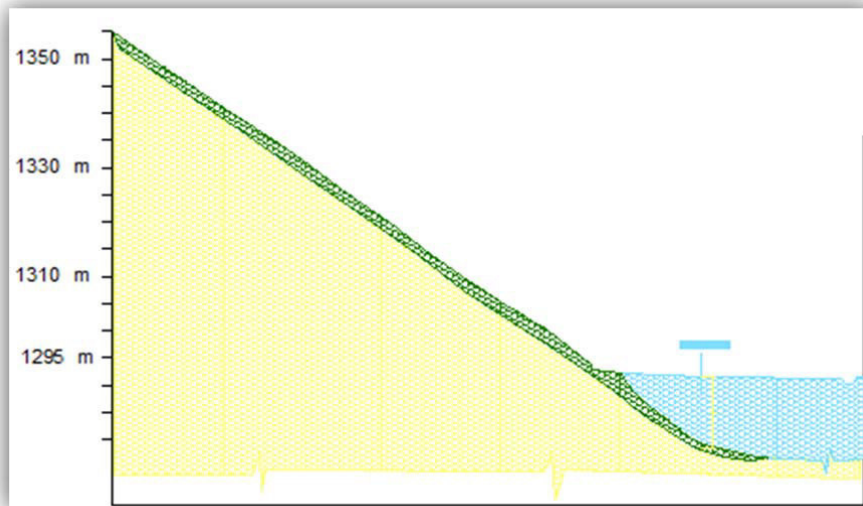
La cobertura cuaternaria está representada por depósitos fluvio aluviales, aluviales y coluvio aluviales.

En un tramo de aproximadamente 50 metros en la progresiva 3+200 se emplazara directamente sobre el macizo rocoso y las demás encima de depósitos cuaternarios que tienen espesores entre 20m y 35 m aproximadamente encima del basamento rocoso, tal como se puede apreciar en el plano geológico. Se ha extraído una sección geológica transversal en la progresiva 3+600 en el cual se precia estas profundidades (Figura N° 3.3).

**Clasificación de suelos.** Los materiales sueltos están representados por gravas bien graduadas y arenas bien graduadas con limos y arenas mal graduadas que constituyen la parte del matriz.

Se presenta un resumen de las características de los suelos en base a los resultados de los ensayos practicados a partir de las muestras obtenidas en las respectivas calicatas (Cuadro N° 3.3).

FIGURA N° 3.3: SECCIÓN EN LA PROGRESIVA 3+600 CON UN ESPESOR DE MATERIAL FLUVIO ALUVIAL



CUADRO N° 3.3: CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE CALICATAS EN LA TUBERÍA G2

UBICACIÓN	GRANULOMETRIA			LIMITE DE CONSISTENCIA		CLASIF.	CONT. HUMEDAD
	GRAVA (%)	ARENAS (%)	FINOS (%)	LIMITE LIQUIDO	LIM PLAST	SUCS	
C-1	21.74	72.45	5.81	20.5	NP	SP-SM	8.97
C-2	52.61	37.32	10.07	26.9	25.03	GW-GM	1.86
C-3	54.14	43.32	2.54	14.2	NP	GW	2.4
C-4	46.49	50.9	2.51	12.6	NP	SW	2.65
C-5	55.23	43.58	1.18	9.8	NP	GP	8.48
C-6	64.22	33.7	2.08	15.3	NP	GW	7.34
C-7	48.43	45.94	5.64	21.8	NP	GP-GM	4.1
C-8	55.2	36.16	8.64	24.99	20	GW-GC	3.25
C-9	65.26	32.45	2.29	14.6	NP	GW	3.96

Fuente: Elaboración propia

**Capacidad portante admisible.** En base a los valores de los resultados de ensayos de corte directo realizados, se han efectuado los cálculos de la capacidad portante para cada calicata, los mismos que se muestran en el siguiente cuadro como resumen de los certificados.

La capacidad portante está entre 0.61 kg/cm<sup>2</sup> y 2.76 Kg/cm<sup>2</sup>., que muestra una variabilidad y valores inferiores a la zona lata antes del salto, lo que puede evidenciar que los suelos en esta zona son menos densos y será recomendable utilizar un valor promedio que sería 1.36 kg/cm<sup>2</sup> para este tramo.

**CUADRO N° 3.4: CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO EN LA CASA DE MÁQUINAS G2**

Tubería G2		
Ubicación	Profundidad (m)	Q Admisible
C-1	3.00	0.61 kg/cm <sup>2</sup>
C-2	3.00	1.11 kg/cm <sup>2</sup>
C-3	3.00	2.76kg/cm <sup>2</sup>
C-4	3.00	1.97 kg/cm <sup>2</sup>
C-5	3.00	0.64 kg/cm <sup>2</sup>
C-6	3.00	1.71 kg/cm <sup>2</sup>
C-7	3.00	1.15 kg/cm <sup>2</sup>
C-8	3.00	1.22 kg/cm <sup>2</sup>
C-9	3.00	1.05 kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.4 Casa de Maquinas G2

La capacidad portante admisible está entre 0.61kg/cm<sup>2</sup> y 1.11 kg/cm<sup>2</sup>, por lo que se recomienda utiliza un promedio que sería de 1.36 kg/cm<sup>2</sup>, dado que es el mismo deposito fluvio aluvial de llanura de inundación.

## 3.4 Hidrología

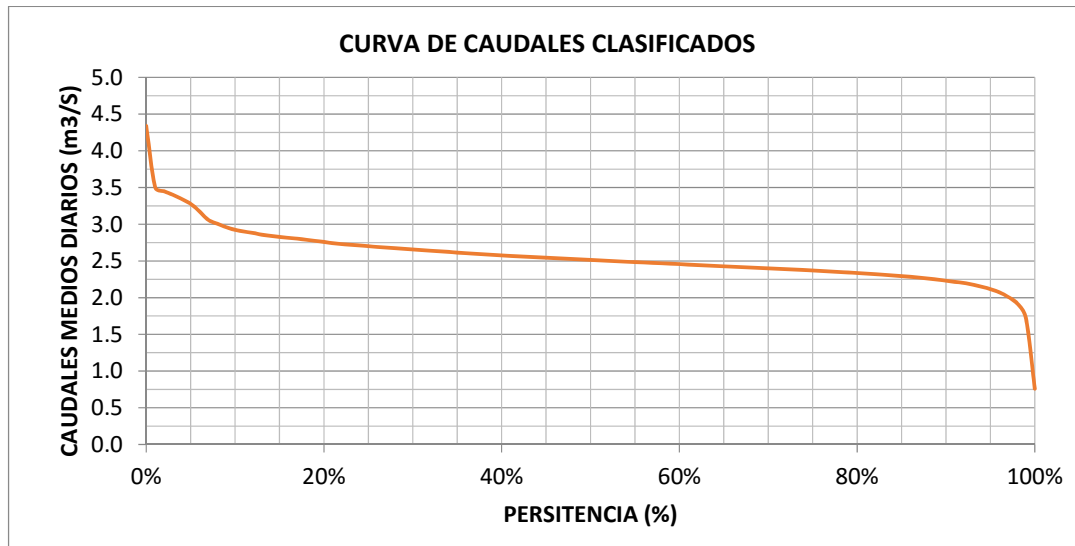
El área para el desarrollo del proyecto involucra a las sub-cuencas aportantes a la laguna Aricota: sub-cuenca del río Callazas y sub-cuenca del río Salado. El río Callazas tiene su nacimiento en la laguna de Suches a más de 4000 msnm, la cual es alimentada por los ríos Huaitire y Humapalca, las precipitaciones de la zona y los deshielos de los nevados existentes. Por su parte, la cuenca del río Salado recibe aguas de las cuencas del río Ancoaque y del río Cano, gracias al trasvase del Proyecto de Derivación Túnel Kovire.

El río Curibaya, cuya cuenca se ubica en la provincia de Candarave, región Tacna, nace a partir de las filtraciones de la Laguna Aricota, la cual como se mencionó anteriormente, es alimentada por el río Salado y el río Callazas.

Es así que el área del proyecto comprende a las subcuencas ubicadas aguas arriba de la laguna Aricota y a la cuenca del río Curibaya hasta la descarga del reservorio de la Central Hidroeléctrica Aricota 2. El área en mención tiene una extensión de 1568.29 km<sup>2</sup>.

Con el fin de relacionar la información horaria de caudales turbinados de los últimos años de la central Hidroeléctrica Aricota 2, con los caudales mensuales disponibles para esta central producidos mediante simulación, se extrapoló el caudal promedio de la serie simulada a la serie de caudales diarios obtenidos de los registros de generación de potencia. El siguiente gráfico muestra la curva de caudales clasificados (curva de persistencia) para la serie de caudales diarios corregida.

FIGURA N° 3. 4: PERSISTENCIA DE CAUDAL DISPONIBLE EN LA CH ARICOTA 2



Fuente: Elaboración propia

El caudal de equipamiento o de funcionamiento de la central hidroeléctrica se establece a partir de la CCC (curva de caudales clasificados). Como puede observarse, el caudal con 50% de persistencia, cercano al caudal promedio, corresponde a 2.5 m³/s. Para determinar el caudal de diseño óptimo de la CH Aricota 3 se debe tener en cuenta el volumen de agua turbinado al año para distintos caudales de diseño iterados.

El siguiente cuadro muestra los volúmenes de agua turbinados al año para caudales de diseño entre 2.25 y 3.0 m³/s, rango entre el cual se encuentra el caudal de diseño óptimo y el cual se determinará mediante un proceso de optimización el cual dejó el caudal de 2.70 m³/s como el caudal de diseño de la central. Se debe mencionar que el volumen de agua turbinada está definido por el área bajo la curva de caudales clasificados.

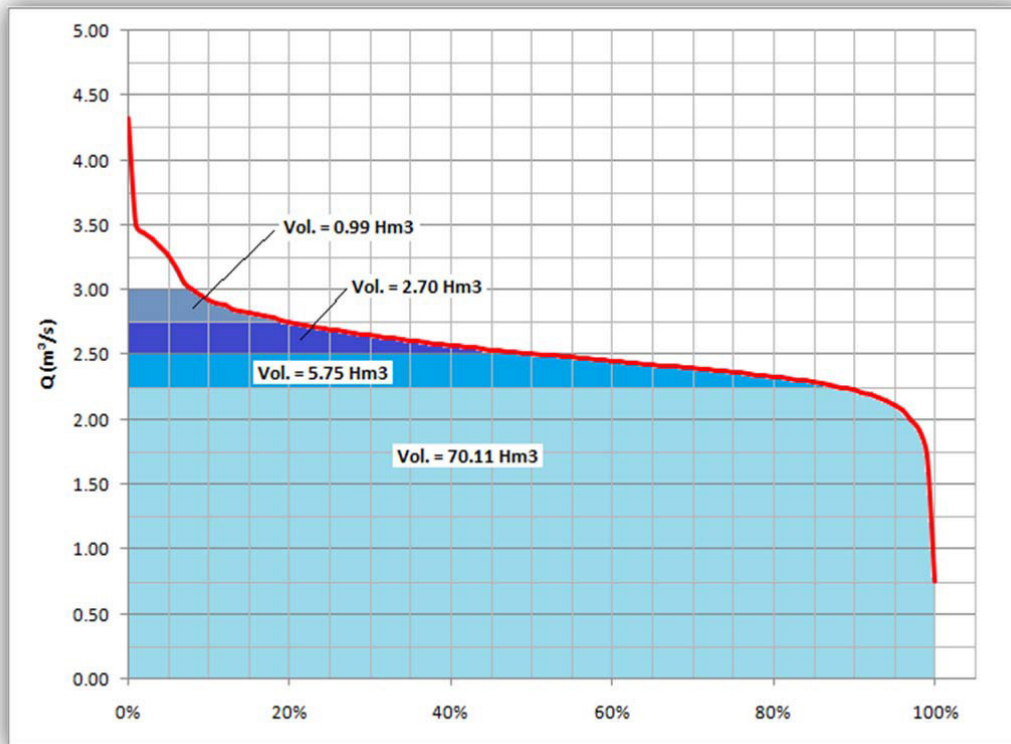
CUADRO N° 3.5: VOLUMEN DE AGUA TURBINADA AL AÑO

Persistencia	Q (m³/s)	Vol Acum (Hm³)
89%	2.25	70.11
52%	2.50	75.86
25%	2.70	78.19
20%	2.75	78.56
17%	2.80	78.82
8%	3.00	79.55

Fuente: Elaboración propia

El siguiente gráfico muestra las áreas bajo la curva de caudales clasificados que definen los volúmenes de agua turbinada.

FIGURA N° 3. 5: VOLUMEN DE AGUA TURBINADA AL AÑO (Hm3)



Fuente: Elaboración propia

## 4. CAPITULO IV - MARCO TEORICO

### 4.1 Centrales Hidroeléctricas

#### 4.1.1 Definición

Las centrales hidroeléctricas son instalaciones destinadas a efectuar el aprovechamiento de la energía potencial del agua. Para tal efecto las centrales hidroeléctricas dejan caer el agua desde un reservorio elevado a través de tuberías con gran pendiente llamadas conductos forzados hacia las turbinas.

Las turbinas son máquinas hidráulicas que efectúan la conversión de la energía potencial del agua en energía mecánica de rotación. En su interior tiene como pieza principal una rueda o rodete metálico provisto de alabes o paletas en la que incide el agua para producir el giro y captar la potencia impulsiva del agua. A su vez las turbinas transmiten esa energía a través de su propio eje hacia el de un generador de electricidad.

Las centrales Hidroeléctricas son la más utilizadas para la obtención de energía eléctrica debido a su alta eficiencia, bajo costo y produce el mínimo daño al medio ambiente (no contaminante).

#### 4.1.2 Esquema de una Central Hidroeléctrica

En la mayoría de los casos las Centrales Hidroeléctricas que se proyectan tienen como fuente de captación un caudal fluente (río) o de un caudal retenido (embalse), en el caso de la CH ARICOTA 3 la captación será de un reservorio existente (caudal retenido) que recibe las aguas turbinadas de la central ya existente llamada Aricota 2.

Sea como sea la configuración las aguas siempre se llevan a un embalse, reservorio o cámara de carga donde se acumula el agua para finalmente dejarse caer por la tubería a presión o conducto forzado. Al final de la caída se ubican las turbinas y generadores.

El agua ya turbinada es devuelta a una fuente de agua cercana a la casa de máquinas o en otros casos se deriva a otras estructuras hidráulicas para distintas modalidades de aprovechamiento ya sean energéticos, de abastecimiento o irrigación.

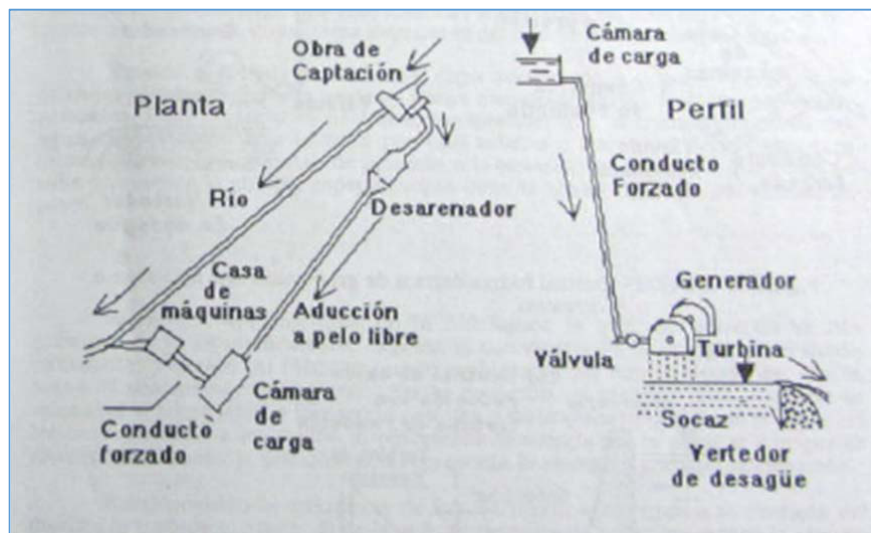


FIGURA N° 4. 1: ESQUEMA DE CCHH CON ADUCCIÓN A PELO LIBRE (CENTRALES POR DERIVACIÓN)

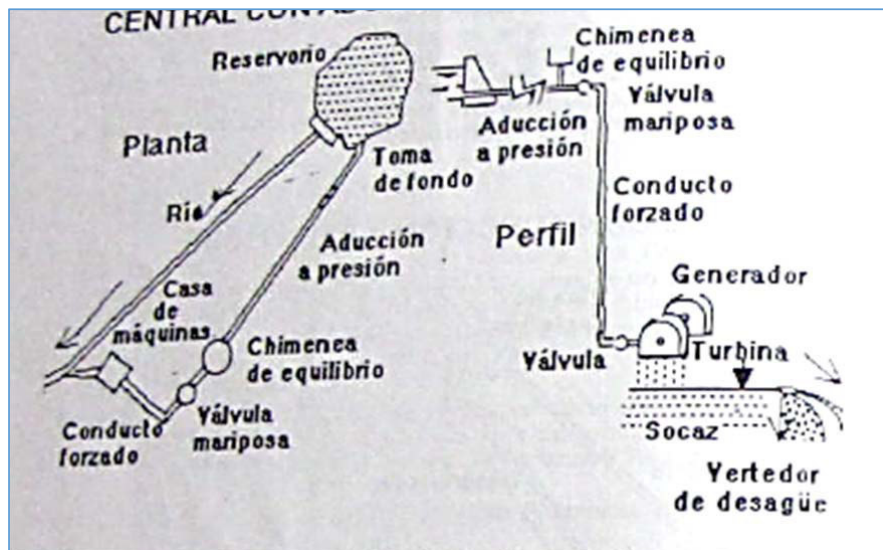


FIGURA N° 4. 2: ESQUEMA DE CCHH CON ADUCCIÓN A PRESIÓN

## 4.2 Principio de Generación Hidroeléctrica

### 4.2.1 Potencia de Generación

Para aprovechar la energía hidráulica contenida en el río, hay que transformarla en mecánica (por medio de turbinas) y luego en eléctrica (por medio de generadores).

El conjunto de instalaciones o estructuras en el que se realiza esta transformación mediante una concentración de la caída de nivel de agua se llama Central Hidroeléctrica.

La carga estática o geométrica  $H_B$  es igual a la diferencia entre el nivel de aguas arriba A y el nivel B en las turbinas.

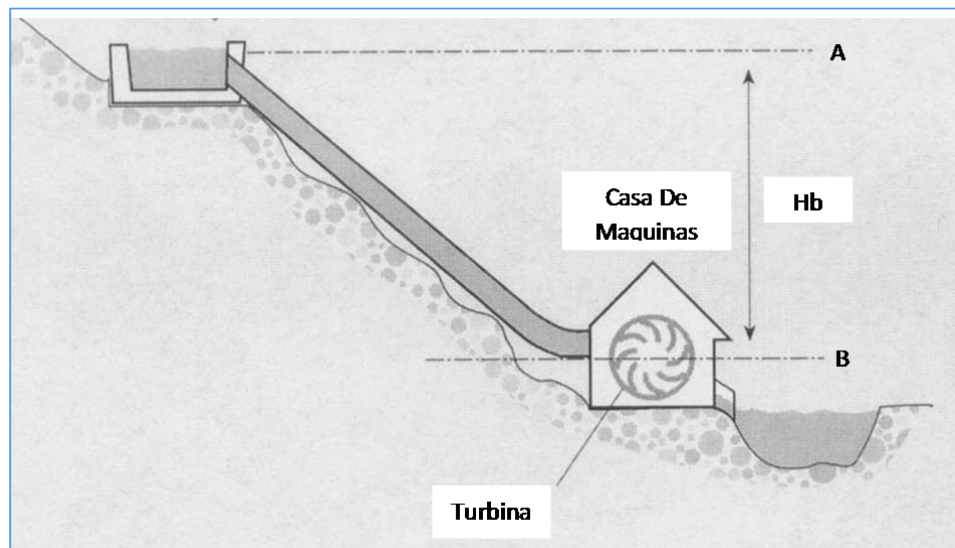


FIGURA N° 4. 3: ESQUEMA GENERAL DE UNA CCHH

La carga o caída neta  $H_n$  es la diferencia entre la altura bruta ( $H_B$ ) y las pérdidas de carga ( $h_f$ ) que se originan en el traslado del flujo a través del conducto forzado (tubería de presión), estas pérdidas son la suma de las perdidas por fricción más las perdidas por accesorios (perdidas singulares), curvas y cambios de dirección.



$$H_n = H_b - h_f \quad (4.1)$$

$$h_f = H_b - H_n \quad (4.2)$$

Donde

$H_n$  = Altura neta (m)

$H_b$  = Altura bruta (m)

$h_f$  = Perdidas de carga

La potencia producida por las turbinas en una central es definida por la siguiente expresión:

$$P = \rho_{agua} \cdot g \cdot H_n \cdot Q \cdot n_T \quad (4.3)$$

Donde

$P$  = Potencia Generada (W)

$\rho_{agua}$  = Densidad del agua (Kg/m<sup>3</sup>)

$n_T$  = eficiencia total

$Q$  = Caudal (m<sup>3</sup>/s)

$H_n$  = Altura neta (m)

$g$  = Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

$$\text{Resolviendo } \rho_{agua} \cdot g = 1000 \left( \frac{Kg}{m^3} \right) \cdot 9.81 \left( \frac{m}{s^2} \right) = 9.81 \cdot 1000 \cdot \left( \frac{Kg}{m^2 \cdot s^2} \right)$$

Remplazando en la ecuación (4.3) se tiene

$$P(W) = 9.81 \cdot 1000 \cdot H_n \cdot Q \cdot n_T \quad (4.4)$$

Finalmente la Potencia generada en una central considerando las unidades en KW que es equivalente a 1000 W será.

$$P(KW) = 9.81 \cdot H_n \cdot Q \cdot n_t \cdot n_g \quad (4.5)$$

Donde:

$P$  = Potencia Generada (KW)

$n_t$  = Eficiencia de la Turbina.

$n_g$  = Eficiencia del Generador.

$Q$  = Caudal (m<sup>3</sup>/s)

$H_n$  = Altura neta (m)

Hay que tener en cuenta que:

La eficiencia de una Central Hidroeléctrica  $n_T$  está dado por el producto de la eficiencia de la turbina y la eficiencia del generador.

$$n_T = n_t \cdot n_g = n_{turbina} \cdot n_{generador} \quad (4.6)$$

### 4.3 Metodología de Cálculo de Componentes Hidráulicos

#### 4.3.1 Cámara de Carga

La cámara de carga es una estructura hidráulica que se construye generalmente entre el final de un conducto libre y la iniciación de la tubería de presión, por tal motivo ella une un sistema a pelo libre con uno a presión.



## Principales Funciones

- Producir la sedimentación y eliminación de materiales solidos que vienen por el canal.
- Impedir la entrada en la tubería de presión de materiales solidos de arrastre y flotantes.
- Desalojar el exceso de agua en las horas en las que la cantidad de agua consumida por las turbinas es inferior al caudal de diseño y el caso que se presente el efecto de sobrepresión causado por el golpe de ariete.
- Mantener sobre la tubería una altura de aguas suficiente para evitar la entrada de burbujas de aire que puedan afectar el óptimo funcionamiento de las tuberías y la turbina.

## Componentes

Una cámara de carga generalmente está compuesta por:

- Canal (1), para conducir el agua.
- Transición (2), entre el canal y la cámara de carga.
- Un reservorio (3) con capacidad suficiente para garantizar la partida o parada brusca de las turbinas.
- Rejilla (4), que evita la entrada de elementos solidos flotantes.
- Compuerta (5), de cierre al paso del agua.
- Tubería de Presión (6), sin embargo entre la rejilla y la tubería se instalan unas guías en las paredes para la instalación de compuertas de apoyos, necesarias en reparaciones como elemento de seguridad.
- Vertedero de Demasías (7), a través de este vierten excesos de agua, está ubicado en una de las paredes.
- Compuerta de fondo (8) que permite su vaciado y el lavado de sedimentos, el vertedero de demasías y la compuerta se conectan a un canal que conduce el agua al rio donde se busca la minina erosión,

En la siguiente figura se aprecian los componentes anteriormente mencionados.

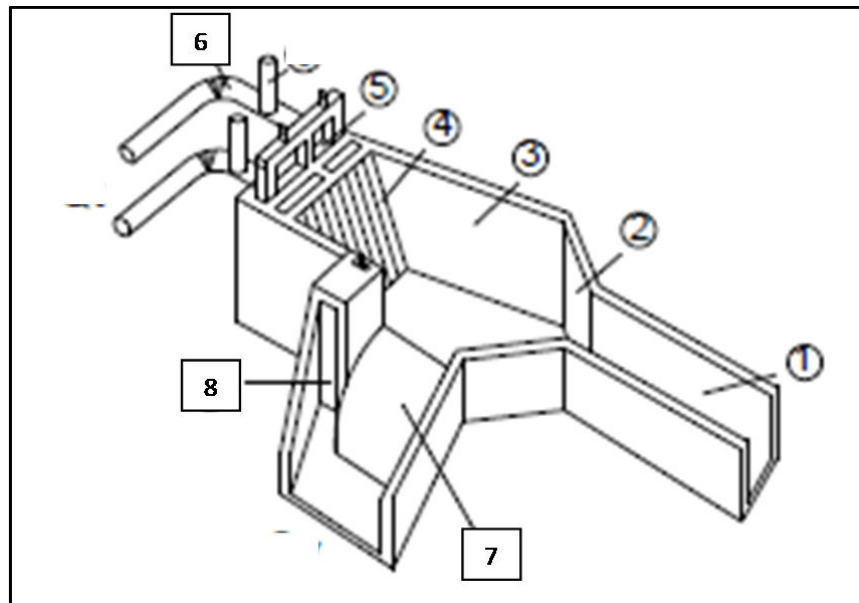


FIGURA N° 4. 4: COMPONENTES DE UNA CÁMARA DE CARGA

## Criterios de Diseño de Cámara de Carga.

### a) Dimensionamiento de la Cámara de Carga

El dimensionamiento de la cámara de carga considera dos condiciones críticas de operación:

**En partida brusca**, garantizar que no entre aire en la tubería de presión, para ello el volumen útil almacenado en la cámara debe ser compatible con la variación del caudal entre cero y su valor máximo.

**En parada brusca**, garantizar la estabilidad funcional, para ello se instalará un vertedero lateral el cual descargara el flujo excedente que se presentara en esta situación.

El dimensionamiento de la cámara de carga se basa en el principio de la conservación de la masa:

$$b_2 \cdot L_2 \cdot dh = (Q_s - Q_e) \cdot dt \quad (4.7)$$

Dónde:

$Q_e$  = Caudal de entrada a la cámara de carga (m<sup>3</sup>/s).

$Q_s$  = Caudal de salida de la cámara de carga (m<sup>3</sup>/s)

$b_2$  = Ancho de la cámara de carga (m).

$L_2$  = Largo de la cámara de carga (m).

$dh$  = Variación de la carga en la cámara de carga

$dt$  = Diferencial de tiempo para  $dh$ .

En función del tirante de la estructura aguas arriba que empalma con la cámara de carga se fija una altura **h<sub>2</sub>** (se estima inicialmente) de la cámara de carga como también un ancho **b<sub>2</sub>** de la misma:

#### Para Partida Brusca:

El nivel mínimo del agua es alcanzado, trascurrido el tiempo hidráulico de la conducción, cuando **Q<sub>e</sub>=Q<sub>s</sub>**. La expresión que permite calcular la altura del volumen de agua en la cámara para el arranque es.

$$h_{2d} = \frac{Q}{7b_2\sqrt{h_2}} \quad (4.7)$$

#### Para Parada Brusca:

Se calcula la altura del nivel máximo con la siguiente expresión:

$$h_{2e} = \frac{0.25.Q}{b_2\sqrt{h_2}} \quad (4.8)$$

Se tiene que determinar  $h_{2e}'$

$$h_{2e}' = a_1 + a_2 + a_3 + h_{2d} \quad (4.9)$$

Donde se considerara.

**a<sub>1</sub> = Altura para evitar el ingreso de sedimentos a tuberías de presión.**

$$0.3 \text{ m} < a_1 < 0.5 \text{ m}$$

**a2 = Altura equivalente al diámetro de tubería de presión**

$$a2 = D$$

**a3 = Altura de sumergencia.** Para evitar el ingreso de aire a la tubería, es necesario fijar la altura mínima de sumergencia.

$$0.5D < a3 < 1.5D$$

Con los valores supuestos, se verifica si cumple que  $h_{2e} < h_2$ , si se cumple entonces se calcula la longitud de la cámara. De acuerdo al libro de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas (Ramiro Ortiz Flores) la longitud de la cámara de carga se puede obtener con la siguiente expresión:

$$L_2 = \frac{0.304 \cdot Q \cdot L \cdot \sqrt{h_2}}{(1 + \Delta h / 100) \cdot H_b \cdot D^2} \quad (4.10)$$

Q = Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/s).

L = Longitud total de la tubería (m).

H<sub>b</sub> = Altura bruta (m).

D = Diámetro interno de tubería de presión (m).

Δh = Sobrepresión por golpe de ariete (m). Metodología indicada a detalle en ítem c del capítulo 4.3.2, (pag 26)

**b) Vertedero Lateral.**

Para el cálculo del vertedero y considerando que en general estos tienen cresta gruesa se tiene la siguiente fórmula.

$$Q_v = \frac{2}{3} \cdot M \cdot b_v \cdot \sqrt{2g} \cdot h_v^{3/2} \quad (4.11)$$

Dónde:

Q<sub>v</sub> = Caudal de evacuación (m<sup>3</sup>/s).

b<sub>v</sub> = Longitud del vertedero (m).

h<sub>v</sub> = Carga sobre la cresta del vertedero (m).

M = Coeficiente de descarga (0.50 – 0.55)

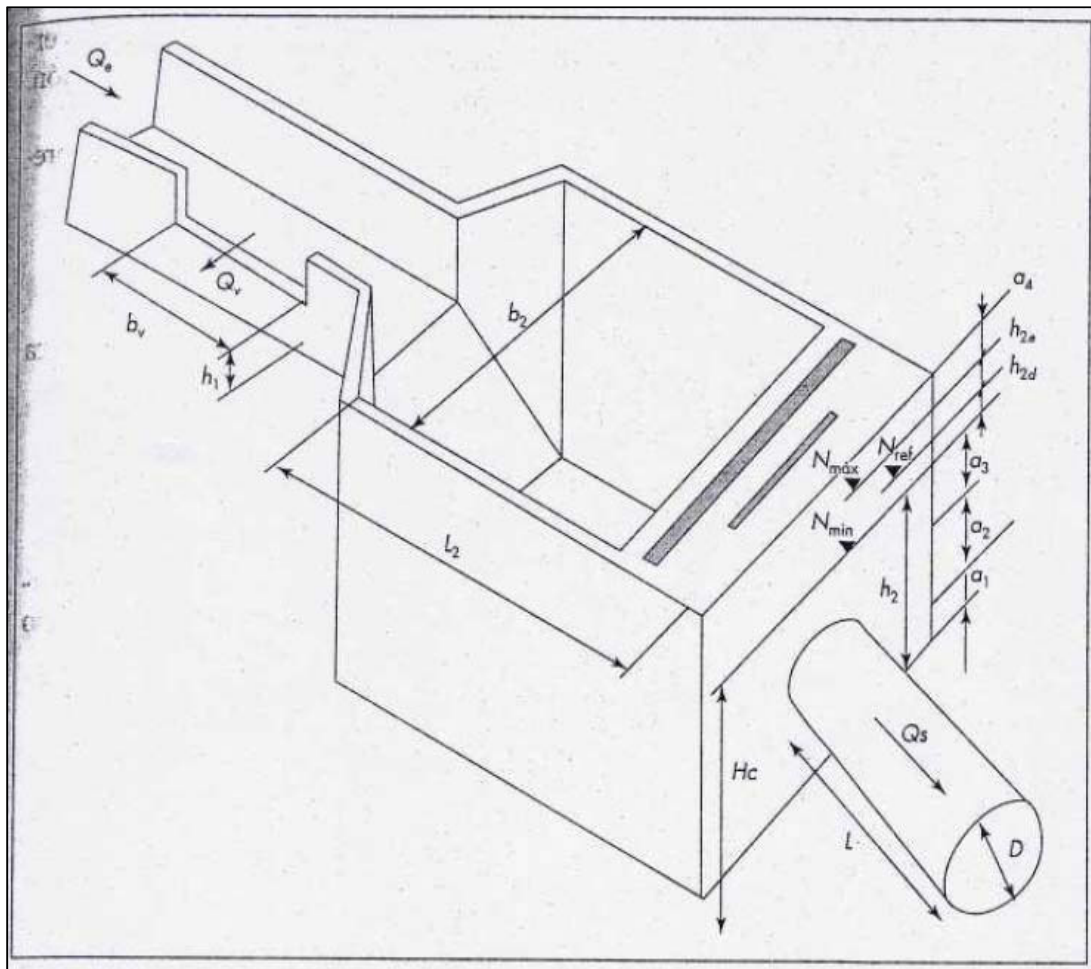


FIGURA N° 4. 5: CARACTERÍSTICAS HIDRODINÁMICAS EN PARTIDA Y PARADA BRUSCA

### 4.3.2 Tubería Forzada

El conducto forzado es la tubería que conduce el agua desde el reservorio elevado en que se encuentra para llevarla hasta las turbinas. Se puede decir que se inicia en la compuerta o válvula de entrada hasta la válvula de salida que controla la entrada del fluido a la turbina.

Para el dimensionamiento de la tubería forzada se debe tener en cuenta los siguientes parámetros.

1. El diámetro se selecciona de acuerdo con un análisis técnico y económico que permita determinar el diámetro que causa el menor número de pérdidas y su costo no sea elevado.
2. El espesor está en función de la sobrepresión y resistencias del tipo de material usado en las tuberías de presión.
3. El material de la tubería permite seleccionar, tuberías de mayor resistencia a los esfuerzos mecánicos.
4. Debido a que el costo de esta tubería puede presentar gran parte del presupuesto de la pequeña central, es prioritario optimizar su diseño no solo los costos de mantenimiento sino la inversión inicial.
5. Hay que poner un mayor énfasis en poder analizar el efecto de sobrepresión que se producirá en esta central en particular al utilizar tuberías de GRP que son menos resistentes a este fenómeno en comparación a las tuberías de acero.

### a) Cálculo del Diámetro de la tubería de presión de GRP

La determinación del diámetro a usarse en una central hidroeléctrica se escoge a razón de un estudio técnico económico llamado (optimización) donde se busca determinar el diámetro que causa las menores pérdidas de energía (menor energía producida) y a la vez menores costos de inversión de una serie de diámetros posibles.

Hay que tener en cuenta que es una evaluación analítica muy refinada no es justificable, pues muchos de sus datos adoptados son inciertos ya que dependen de la existencia en el mercado de determinados tamaños y espesores de tubería y de los distintos materiales, y por la constante fluctuación de precio por lo que en la presente se ha hecho una optimización previa al diseño final de la central por lo que los datos adoptados fueron muy preliminares.

Considerando que el diámetro es el valor de partida para el desarrollo de la optimización se deberá comparar un intervalo de diámetros, este intervalo es dependiente del tipo de material a ser usado en la tubería ya que de acuerdo al tipo de material tenemos las siguientes restricciones.

- Los diámetros comerciales que existen en el mercado para el tipo de material de tubería usado, en el caso de tuberías de acero el diámetro usado es lo que resulta del cálculo.
- El rango de velocidad permisible para el material usado en la tubería

El procedimiento de cálculo es el siguiente.

#### a1). Cálculos Hidráulicos

Se debe considerar las pérdidas que se presentan en la tubería forzada que son dependientes de la velocidad en la tubería, longitud y material de la tubería, estas pérdidas expresadas en metros nos darán el total de potencia que se pierde para cada diámetro de tubería analizado.

**Cálculo de la velocidad**  $V = \frac{4.Q}{\pi.D^2}$  (4.12)

Dónde:

V = Velocidad en la tubería (m/s)

Q = Caudal (m<sup>3</sup>/s)

D = Diámetro de la tubería (m)

#### Cálculo de Pérdidas

Partiendo de la ecuación de Manning  $V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$

Dónde:

R = Radio Hidráulico (en tuberías es D/4)

S = Gradiente Hidráulica  $S = hf/L$

n = Coeficiente de Manning

hf = Pérdidas por fricción

L = Longitud total de la tubería

Despejando se obtiene que

$$hf = \frac{6.35 n^2 L V^2}{D^3} \quad (4.13)$$

**Calculo de Potencia Total**

$$P = 9.81Q. (Hn). nT \quad (4.14)$$

**Calculo de Potencia Perdida**

$$P \text{ Perd} = 9.81Q. (hf). nT \quad (4.15)$$

Dónde:

n = Coeficiente de Manning

nT = Eficiencia total ( ver ecuación 4.6)

P = Potencia (Kw)

P Perd.= Potencia perdida (m)

hf = Pérdidas totales de carga por fricción y singularidades (m)

**a2). Costos de la tubería forzada**

Se pueden considerar los insumos más importantes usados en la tubería forzada y que son los que más influyen más en el costo total de esta obra (Excavación, Tubería de GRP, Obras de Concreto, Acero por Refuerzo, Transporte y Accesorios de la tubería)

$$C = \text{CostoTuberiaForzada} = C_{exc} + C_{tub} + C_{Tcon} + C_{TAcero} + C_{trans} + C_{acc} \quad (4.16)$$

Dónde:

$$C_{exc} = \text{Costo total de excavacion} = \text{VolumenExcavación} \cdot \text{PrecioExcavacion} \quad (4.17)$$

$$C_{tub} = \text{Costo total de tub} = \sum \text{LongTramo} \cdot \text{CostoClaseTuberia} \quad (4.18)$$

$$C_{Tcon} = \text{Costo total de Apoyos y Anclajes} = \text{VolumenTotal} \cdot \text{PrecioConcreto} \quad (4.19)$$

$$C_{TAcero} = \text{Costo total Acero( Apoyos y Anclajes)} = \text{PesoTotal} \cdot \text{PrecioAcero} \quad (4.20)$$

$$C_{transp} = \text{Costo transpormaterial a obra} = \text{PesoTotalmateriales} \cdot \text{CostoFlete} \quad (4.21)$$

$$C_{acc} = \text{Costo por accesorios}$$

En el costo de los accesorios (Cacc) se incluyen soldaduras (uniones), transiciones, juntas de dilatación, bridas, pernos, empaquetaduras, etc., para esta optimización se le considerara un porcentaje del costo total de tubería de GRP.

Ya obteniéndose el costo total de la tubería forzada para cada diámetro de tubería se procede hallarlas anualidades de las amortizaciones con la siguiente fórmula:

$$a = \frac{C.r.(1+r)^n}{(1+r)^n - 1} \quad (4.22)$$

Dónde:

C = Costo inicial.

r = Interés (%).

n = Número de años en que se amortiza el costo de la infraestructura.

Notándose que a menor diámetro menor será el costo de la tubería por tanto menor será las anualidades de amortización que hay que pagar por la misma.

**a3). Calculo de costos de energía**

El costo de la energía depende de las pérdidas de energía encontradas para cada diámetro de la tubería forzada considerada

$$CEP = \text{EnergiaPerdida Anual} \cdot \text{Costo de Energía} \cdot FP \quad (4.23)$$

Dónde:

CEP = Costo de Energía Perdida Anual

Energía Perdida Anual (Kw-hr) = (Potencia Perdida) x (Horas al año)

Costo de Energía = El precio es en dólares por Kw-hr (\$/Kw-hr)

Horas al año = 8760 horas

FP = Factor de Planta

El factor de planta es el cociente entre la energía real generada por la central hidroeléctrica en un periodo (generalmente anual) y la energía si se hubiera trabajado a plena carga durante ese periodo de tiempo.

En el procedimiento se deduce que las pérdidas en la tubería se traducen en potencia perdida y a su vez en energía, estas se reducen con el aumento del diámetro, pero dicho aumento incrementa el costo de la tubería, en ese sentido el diámetro debe armonizar con el índice de perdida de energía, que es el dinero perdido por la no venta de energía eléctrica y el costo de amortización de la tubería.

Esto se aprecia en la siguiente grafica donde se observa que con el aumento del diámetro de la tubería se incrementa con el costo y se reducen sus pérdidas; la selección de encuentra en el punto mínimo.

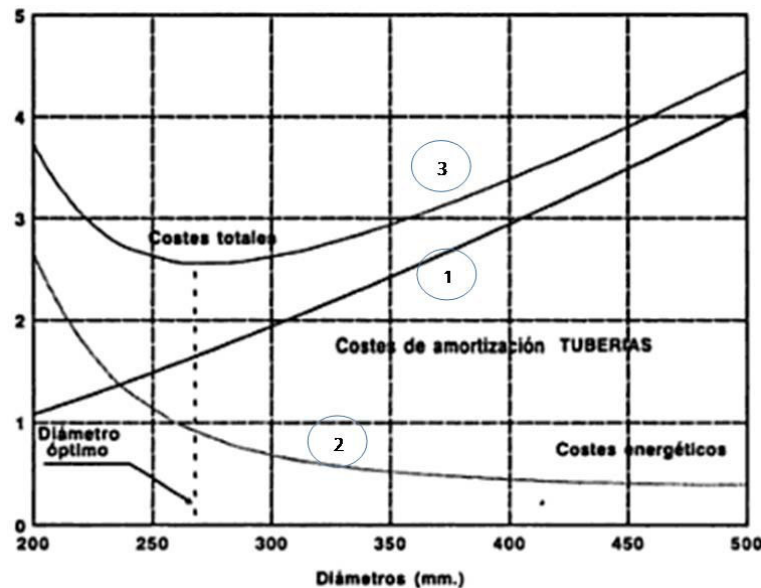


FIGURA N° 4. 6: CURVA DE DIÁMETRO ÓPTIMO

De la gráfica se pueden indicar los siguientes puntos.

1. El costo de amortizaciones de la tubería (1) depende directamente del diámetro de la tubería por lo tanto.

$$a = k1f(D) \quad (4.24)$$

Dónde:

a = Costo de amortización (\$/).

D = Diámetro de tubería (m).

f(D) = Ecuación en función del diámetro.

K1 = Constante.

2. Las pérdidas de carga en la tubería están en función del diámetro, por lo que de la ecuación de Manning despejando tenemos que las pérdidas son:

$$h_f = \frac{6.35n^2LV^2}{D^3} = \frac{10.34n^2LQ^2}{D^{5.33}} = \frac{10.34n^2LQ^2}{D^{5.33}}$$

Sabemos que el costo de la energía no producida depende de las pérdidas, entonces de la ecuación 4.13, 4.14 y 4.22 se tiene:

$$CEP = \text{Energía Perdida Anual} \cdot \text{Costo de Energía} \cdot FP = (9.81Q \cdot h_f \cdot eT \cdot 8760) \cdot \text{Costo de Energía} \cdot FP$$

Agrupando todas las constantes en una sola constante tenemos que la curva del costo de energía pérdida anual queda representada por la siguiente ecuación.

$$CEP = k_2 \cdot D^{-5.33} \quad (4.25)$$

Dónde:

$k_2$  = Constante.

$D$  = Diámetro de tubería (m).

$CEP$  = Costo de energía pérdida anual (\$/).

La curva (3) es definida por la suma de las curvas (1) + (2)

$$\text{Costo Total} = a + CEP = k_1 \cdot f(D) + k_2 \cdot D^{-5.33} \quad (4.26)$$

Para hallar el diámetro óptimo se debe satisfacer la condición de costo mínimo y de pérdida mínimo, lo que se consigue derivando en función del diámetro e igualando a cero.

$$\frac{\partial a}{\partial D} + \frac{\partial CEP}{\partial D} = 0 \quad (4.27)$$

La solución a la ecuación 4.27 es el diámetro económico.

#### b) Cálculo de las pérdidas de carga en tubería forzada.

Luego de definirse el diámetro óptimo a utilizarse en la tubería forzada, se debe analizar en forma detallada las pérdidas de carga de que se presentan en todo el conducto incluyendo las pérdidas locales (accesorios).

Las pérdidas de carga o altura son generadas por la fricción del flujo con los elementos que componen la tubería de presión, como:

- La entrada en la tubería  $h_E$
- Los codos en la tubería  $h_k$
- La fricción en el tubo  $h_{fricc}$
- Las válvulas  $h_v$
- El estrechamiento del tubo  $h_{estr}$

Las pérdidas son la suma de todas las pérdidas por fricción.

$$h_f = h_E + h_k + h_{fricc} + h_v + h_{estr} \quad (4.28)$$

#### b1) Pérdida de entrada ( $h_E$ )

$$h_E = \xi_E \frac{v^2}{2g} \quad (4.29)$$

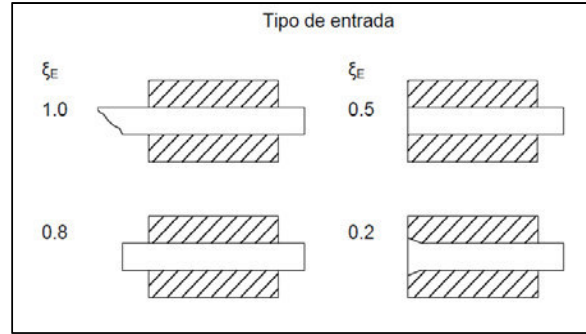
Dónde:

$\xi_E$  = Es el coeficiente de Pérdida según el tipo de entrada según la figura 12.



V = Velocidad en la tubería.

FIGURA N° 4. 7: COEFICIENTE DE PÉRDIDA SEGÚN EL TIPO DE ENTRADA

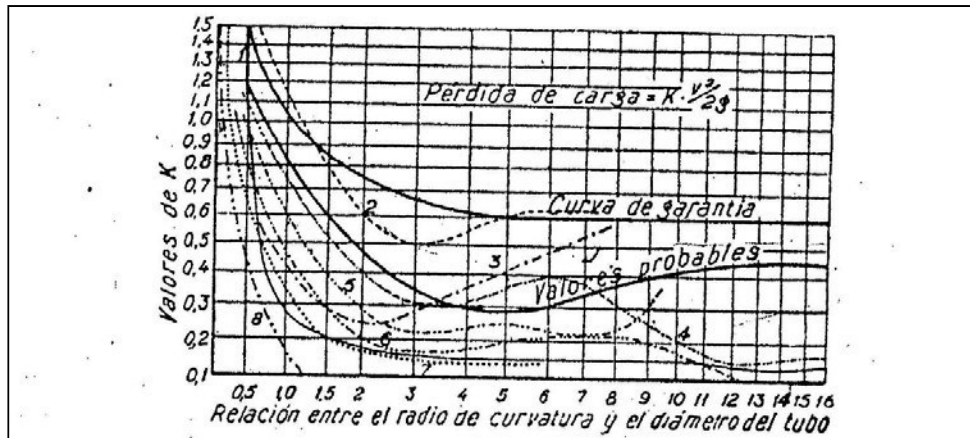


Fuente: ORTIZ, Ramiro. Pequeñas centrales hidroeléctricas

## b2) Pérdidas en codos ( $h_k$ )

Según Creager en codos de 90° cuya relación radio de curvatura a diámetro de la tubería (R/D) está comprendida entre 2.5 y 8 el coeficiente de pérdida por codo ( $K_c$ ) es alrededor de 0.5 (curva de figura N° 4.8 adjunta). Para los codos con ángulos diferentes a 90° se aplica un coeficiente de corrección del  $K_c$  de 90°, obtenido de la curva de la figura N° 4.9 del “**Tratado de Saltos de Agua de Gómez Navarro**”, la cual se encuentra líneas abajo.

FIGURA N° 4. 8: CURVAS PARA LA OBTENCIÓN DE PÉRDIDAS DE CARGA EN LAS CURVAS



Fuente: Gómez Navarro, José Luis. Salto de agua y Presas de Embalse

Por lo tanto la pérdida en cada codo es:

$$\Delta h_k = K_c \frac{v^2}{2g} \quad (4.30)$$

$$K_c = K_{c90} \times C \quad (4.31)$$

Dónde:

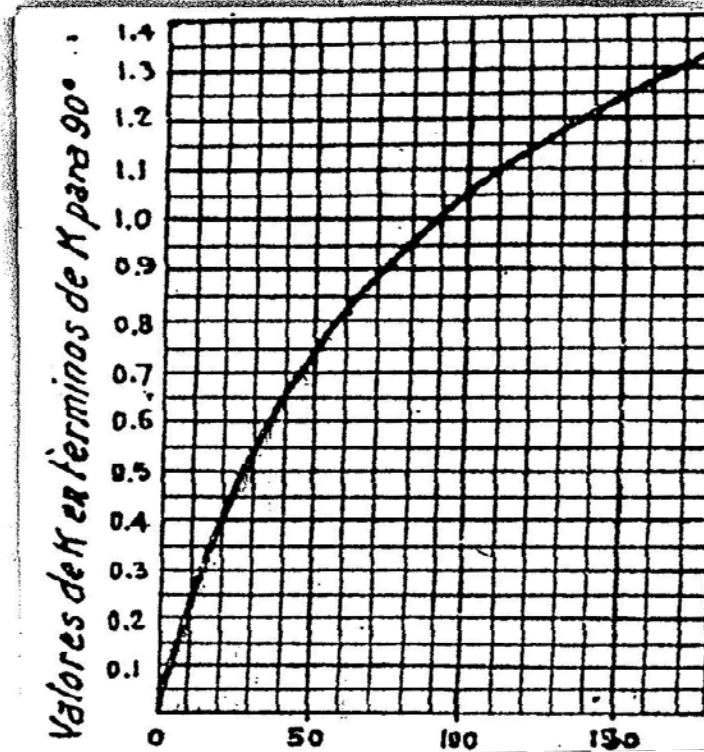
**C**= Se considera 0.5

$K_{c90}$  = Constante en función de la figura N° 4.9

Y la pérdida total en codos será:

$$\Delta h_k = \sum K_{ci} \frac{v^2}{2g} \quad (4.32)$$

FIGURA N° 4. 9: VALORES DE Kc90 (CREAGER) EN FUNCIÓN DEL ÁNGULO DE DEFLEXIÓN



Fuente: Gómez Navarro, José Luis. Salto de agua y Presas de Embalse

**b3) Pérdidas por fricción ( $h_{fricc}$ )**

Según Manning la pérdida de carga por fricción en la tubería a presión está dada por la fórmula:

$$h_{fricc} = \frac{6.35n^2 V^2}{D^3} L \quad (4.33)$$

Dónde:

$n$  = Coeficiente de Manning.

$V$  = Velocidad en la tubería (m/s)

$D$  = Diámetro de la tubería (m).

$L$  = Longitud de la tubería (m).

**b4) Pérdidas en válvulas ( $h_v$ )**

$$h_v = \xi_v \frac{V^2}{2g} \quad (4.34)$$

Dónde:

$\xi_v$  = Es el coeficiente de Pérdida depende del tipo de válvula según el cuadro N° 4.1.

$V$  = Velocidad en la tubería (m/s)

CUADRO N° 4.1 : COEFICIENTE DE PÉRDIDAS POR EL TIPO DE VÁLVULA

Tipo de Válvula	$\xi_v$
mariposa	0.2 - 0.4
esférica	0.1
anular	1.2 - 2.5

Fuente: ORTIZ, Ramiro. Pequeñas centrales hidroeléctricas

**b5) Pérdidas por estrechamiento del tubo ( $h_{estr}$ )**

Las pérdidas por estrechamiento del tubo se denominan repentinas cuando se realizan en un ángulo menor de  $8^\circ$ , en caso contrario se le considera paulatino y son despreciables. Cuando el estrechamiento es repetitivo son iguales a:

$$h_{estr} = \xi_e \frac{V^2}{2g} = C \left(1 - \frac{F_2}{F_1}\right)^2 \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (4.35)$$

Dónde:

V= Velocidad del agua dentro del tubo después del estrechamiento.

F1 = Es el área de la sección transversal del tubo antes del estrechamiento

F2 = Es el área de la sección transversal del tubo después del estrechamiento

C = Coeficiente de corrección que oscila entre 0.4 y 0.5.

**c) Golpe de Ariete.**

El fenómeno transitorio del golpe de ariete, consiste en la alternancia de depresiones y sobrepresiones debido al movimiento oscilatorio del agua en el interior de la tubería, es decir, básicamente es una variación de presión causado por un cambio brusco en la velocidad del flujo.

El valor de la sobrepresión debe tenerse en cuenta a la hora de dimensionar las tuberías pues pueden causar la rotura o el aplastamiento de tuberías al no poder estas soportar tales sobrepresiones y depresiones.



FIGURA N° 4. 10: ROTURA DE TUBERÍA POR PRESENCIA DE SOBREPRESIONES



FIGURA N° 4. 11: APLASTAMIENTO DE TUBERÍA POR PRESENCIA DE DEPRESIONES

Por lo tanto el correcto estudio del golpe de ariete es fundamental en el dimensionamiento de las tuberías, ya que un cálculo erróneo puede conducir a:

1. Sobredimensionamiento de las conducciones, con lo que la instalaciones se encarece en forma innecesaria.
2. Tuberías calculada por defecto, con el consiguiente riesgo de que produzca una rotura.

Los casos que producen el fenómeno de golpe de ariete:

- Cierre y Apertura de Válvulas en forma violenta (brusca).
- Arranque de Bombas.
- Detención de Bombas.
- Funcionamiento inestable de bombas.
- Llenado inicial de tuberías.

El golpe de ariete es un fenómeno que se produce en una tubería cerrada cuando existe un cambio brusco de presión consecuencia de la apertura o cierre de una válvula o por la variación de la velocidad del fluido por otras causas mencionadas líneas arriba. Este evento está acompañado por una serie de ondas de presiones positivas y negativas que viajan a través de la tubería hasta que la fricción las disminuye hasta volverlas nulas.

A fin de disminuir los efectos causados por el golpe de ariete, se emplean algunos dispositivos especiales tales como:

- Válvulas de alivio
- Chimeneas de equilibrio
- Cámaras de aire
- Válvulas de cierre lento

### Descripción del Fenómeno

Con el objeto de analizar el fenómeno físicamente, estudiaremos el caso del “cierre instantáneo de una válvula” a pesar de ser un caso teórico nos posibilita una fácil comprensión del problema. Decimos que el cierre instantáneo es un caso teórico porque toda maniobra de cierre siempre demandara un intervalo de tiempo. No obstante en la práctica hay cierres que pueden adaptarse a este criterio (Cierre rápido), pero no son deseable puesto que, pueden producir máximas sobrepresiones.

Describiremos el efecto del golpe de ariete en la figura 4.12 considerando los siguientes datos (**D**) diámetro interno de la tubería, **L** (Longitud de la tubería entre embalse y turbina), (**O**) válvula situada aguas abajo y (**I**) la longitud que medimos desde la válvula (**O**) hasta el embalse (**M**).

En la figura 4.12 observamos las condiciones previas a cierre instantáneo de una válvula, es decir en régimen permanente y uniforme como también situaciones posteriores al cierre de esta, en un instante inicial  $t_0$ .

La primera capa de líquido en contacto con la válvula y de espesor diferencial, pasa de velocidad  $U$  a velocidad nula. Necesariamente la energía cinética se transforma en potencial, elevándose la presión a un valor  $\Delta h$  y comprimiéndose el líquido en  $p + \Delta p$ .

Para un instante posterior ( $t_0 + \Delta t$ ) otra capa de líquido pasa por el mismo proceso, dando como resultado que el fenómeno de aquietamiento de las capas y consecuentemente aumento de presión se propague en el sentido de **O** a **M** con una cierta velocidad que llamaremos  $C$  celeridad de onda.

Como por otra parte el material de la tubería tiene un módulo de elasticidad  $E$ , se deformará el conducto a causa del aumento de presión.

Transcurrido un tiempo  $\Delta t$  del cierre de la válvula, el fenómeno alcanzará la sección a la distancia  $l = c \Delta t$ .

La conducción entre O y M se encontrará con una sobrepresión  $h$  y consecuentemente dilatada en un  $D + \Delta D$ . Por otra parte el líquido se encontrará comprimido siendo su masa específica  $\rho + \Delta \rho$ . En la longitud  $L - l$  las condiciones son las de antes del tiempo de cierre de la válvula, puesto que el fenómeno aún no ha llegado a esa región.

En el tercer dibujo se esquematiza la situación para el preciso instante en que la perturbación ha llegado, en virtud de su celeridad  $C$ , al punto M. Toda la tubería se encuentra dilatada en  $D + \Delta D$ , el líquido detenido ( $U = 0$ ) y su masa específica aumentada  $\Delta \rho$ . Todo ocurre en el tiempo  $t_0 + L/c$ .

Analizando la sección M nos encontramos con que un infinitésimo dentro de la conducción reina la presión  $h_M + \Delta h$  y un infinitésimo dentro del embalse la presión es  $h_M$ .

Esta situación de no equilibrio se resuelve mediante una nueva conversión de energía, pero ahora de potencial a cinética. Obviamente el sentido de la velocidad será ahora de O a M y su magnitud igual a  $U$ , puesto que ésta fue la causa de la generación de  $\Delta h$ .

En un instante  $t_0 + L/c + \Delta t$ , la situación será la del 5° dibujo. En el tramo  $L - l$  tendremos diámetro  $D$ , puesto que ha desaparecido la sobrepresión, el líquido a la masa específica por la misma razón y a la velocidad  $-U$ , propagándose el fenómeno de descompresión también con celeridad  $c$ .

Un infinitésimo antes del tiempo  $t_0 + 2L/C$ , esta situación está llegando a la válvula, encontrándose la conducción en el mismo estado que instantes previos al cierre de la válvula, con la sola excepción de la velocidad que tiene ahora signo opuesto.

Al llegar a la sección de la válvula (tiempo  $t_0 + 2L/C$ ) la velocidad  $U$  no puede propagarse puesto que éste está cerrado por lo que ocurre un proceso similar al del instante de cierre, con la diferencia que ahora  $-U$  se convierte en depresión  $-\Delta h$ .

En el 6° dibujo se esquematiza el proceso para el instante  $t_0 + 2L/C + \Delta t$ , donde se aprecia que hasta la sección 1a la conducción está sometida a una presión disminuida en  $\Delta h$  con respecto a la estática, la masa específica del líquido disminuida también en  $\Delta \rho$  y el líquido detenido. El resto de la tubería se encuentra en condiciones normales a excepción de la velocidad que tiene signo negativo.

En el instante  $t_0 + 3L/C$ , la situación anterior habrá llegado al embalse siendo válido el análisis hecho para el instante  $t_0 + L/C$  (3° dibujo) a excepción de los cambios de signo. En efecto, un infinitésimo dentro del embalse la presión es  $h_M$  y un infinitésimo dentro de la conducción es  $h_M - \Delta h$ . Esta situación de no equilibrio se resuelve con una nueva conversión de energía de potencial en cinética, dando lugar nuevamente a la velocidad original  $U$ .

En el instante  $t_0 + 3L/C + \Delta t$ , esta perturbación habrá llegado en mérito a la celeridad  $c$  hasta la sección L-I, siendo de destacar que en ese tramo se ha llegado finalmente a las condiciones iniciales. Finalmente, en el instante  $t_0 + 4L/C$ , se vuelve a los parámetros iniciales, encontrándose la válvula cerrado y reiniciándose nuevamente el proceso, el que habrá de continuar indefinidamente si no se tienen en cuenta los efectos amortiguadores de las pérdidas de energía.

Se representa gráficamente el efecto de golpe de ariete en la figura N° 4.12.

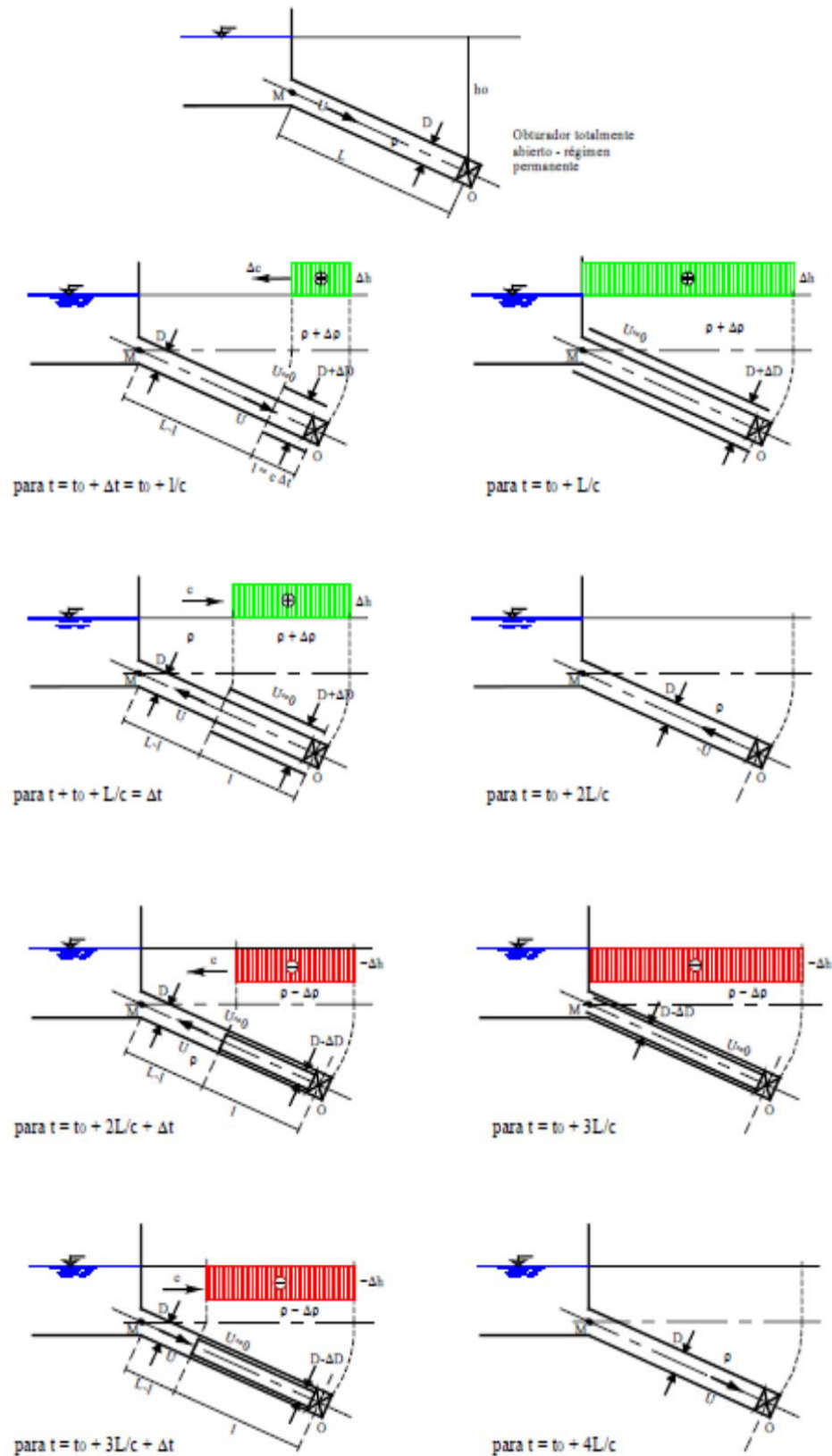


FIGURA N° 4. 12: DESCRIPCIÓN DEL FENÓMENO DE GOLPE DE ARIETE

Ahora, dicho ciclo se repite una y otra vez, pudiendo ocasionar graves daños a la tubería. En la práctica, la onda es amortiguada por las pérdidas de fricción producidas por el escurrimiento, lo que hace que se extinga luego de un intervalo de tiempo que depende de cada situación. Igualmente, mientras dura la onda, sus efectos son tan importantes que su estudio merece especial atención.

Como se mencionaba anteriormente físicamente es imposible cerrar instantáneamente una válvula y en realidad se necesita un tiempo  $T_c$  para hacerlo. La cual nos hace considerar dos casos.

### **Cierre rápido donde $0 < T_c < 2L/C$**

La presión máxima producida con este cierre es igual que para el cierre instantáneo, variando la curva de presiones en función del tiempo.

Además aquí la onda de presión no alcanza a ir al reservorio, reflejarse y volver a la válvula antes que se cumpla el medio ciclo

### **Cierre lento $T_c > 2L/C$**

Para este cierre se cumple que la presión máxima es menor en relación a la de cierre rápido, ya que la onda de presión elástica llega a la válvula antes de que se termine de cumplir el medio ciclo lo que impide el posterior aumento de la presión.

### **Teoría básica del fenómeno**

Las ecuaciones que rigen los movimientos transitorios en conducciones a presión son las de SAINT VENANT

$$\frac{\partial}{\partial l} \left( Z + \frac{p}{\gamma} + \frac{U^2}{2g} \right) = -\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} - f \frac{U|U|}{2gD} \dots \dots (1ra \text{ Ecuacion SaintVenant}) \quad (4.36)$$

$$\frac{\partial U}{\partial l} + \frac{1}{c^2} \left( U \frac{\partial p}{\partial l} + \frac{\partial p}{\partial t} \right) = 0 \dots \dots \dots (2da \text{ Ecuacion SaintVenant}) \quad (4.37)$$

$$j^* = \left( f \frac{U|U|}{2gD} \right) \quad (4.38)$$

Dónde:

- $Z$  = Es la altura sobre un plano de comparación arbitrario del eje de la conducción.
- $p/\gamma$  = Es la altura de presión en cada sección y en cada instante ( $p$  es la presión y  $\gamma$  es el peso específico del agua).
- $U$  = es la velocidad media en cada sección y en cada instante.
- $g$  = es la aceleración normal de la gravedad.
- $j^*$  = es la pérdida unitaria de energía hidráulica
- $t$  = es el tiempo
- $l$  = es el camino a lo largo del eje.
- $C$  = es la celeridad o velocidad de propagación del fenómeno transitorio que resulta.

### **Método de las Características**

El método de las características consiste esencialmente en la resolución numérica, con las condiciones de borde impuestas por cada problema.

Es importante destacar que el método de las características es el más general que se dispone para resolver el problema, no habiendo simplificaciones que distorsionen los resultados y siendo además, el más difundido.

El método parte de las dos ecuaciones de Saint Venant introduciendo la siguiente definición para simplificar matemáticamente.

$$H = Z + \frac{p}{\gamma} \dots (3.40); \quad p = \gamma(H - z) \quad (4.39)$$

$$\frac{\partial p}{\partial l} = \gamma \left( \frac{\partial H}{\partial l} - \frac{\partial Z}{\partial l} \right) = \rho g \left( \frac{\partial H}{\partial l} - \frac{\partial Z}{\partial l} \right); \quad \frac{\partial p}{\partial t} = \gamma \left( \frac{\partial H}{\partial t} - \frac{\partial Z}{\partial t} \right) = \rho g \left( \frac{\partial H}{\partial t} - \frac{\partial Z}{\partial t} \right)$$

Remplazando en las ecuaciones de Saint Venant, nos queda.

$$g \frac{\partial H}{\partial l} + U \frac{\partial U}{\partial l} + \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{f}{2D} U|U| = 0 \dots (L2) \quad (4.40)$$

$$\frac{c^2}{g} \frac{\partial U}{\partial l} + U \frac{\partial H}{\partial l} + \frac{\partial H}{\partial t} + U \sin \theta \dots (L1) \quad (4.41)$$

Estas ecuaciones diferenciales en derivadas parciales (L1 y L2) no lineales en U y en H en función de l y t no responden a ninguna solución general, pero si se pueden resolver aplicando el método de las características y adecuarlas a una solución en diferencias finitas en computadora. Esta resolución se puede programar o usar software que se basa en esta metodología para poder modelar este fenómeno.

### Maniobras de Cierre Brusco

El estudio analítico de Allievi parte de la ecuación de Saint Venant, introduciendo algunas simplificaciones que posibiliten su integración, a la vez que acota el problema a las aplicaciones ingenieriles (grandes oscilaciones de velocidad y, consecuentemente, de presión).

Las simplificaciones mencionadas consisten en que:

- Considera las pérdidas de energía despreciables.  $\frac{f}{2D} U|U| = 0$ , despreciándolas perdidas estando del lado de la seguridad ya que su efecto es puramente amortiguador.
- Tiene en cuenta únicamente variaciones violentas de velocidad en el tiempo, por lo que pueden despreciarse los termino convectivos  $U \frac{\partial U}{\partial l}$  y  $U \frac{\partial p}{\partial l}$  frente a  $U \frac{\partial U}{\partial t}$  y  $U \frac{\partial p}{\partial t}$  respectivamente.

Aplicando esas simplificaciones se llega al “cierre total”,  $V=0$ , por lo que  $\Delta V = U$ , con lo que se obtiene la famosa expresión de ALLIEVI, de la máxima sobrepresión posible por “golpe de ariete”

$$\Delta h = \frac{V \cdot c}{g} \quad (4.42)$$

Dónde:

V = Velocidad en la tubería (m/s).

C = Celeridad de onda (m/s).

$\Delta h$  = Sobrepresión por golpe de ariete (m).

La teoría y practican demuestran que las máximas sobrepresiones posibles se logran para los casos en que las maniobras de cierre sea menor que el tiempo que tarda la



onda en su viaje de ida y vuelta al obturador. Este tiempo lo denominaremos tiempo crítico  $T_c$ :

$$T_c = \frac{2L}{c} \quad (4.43)$$

Dónde:

$L$  = Longitud de la tubería.

$C$  = celeridad de la onda. Esta se calcula como.

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{10^{10} D}{\epsilon e}}} \quad (4.44)$$

Dónde:

$e$  = Espesor de tubería (m).

$\epsilon$  = Modulo de elasticidad del material (Kg/m<sup>2</sup>).

$D$  = Diámetro de tubería (m).

La maniobra de cierre que denominaremos “brusca” cumple la condición  $T_{MCB} < \frac{2L}{c}$

Siendo  $T_{MCB}$  el tiempo de cierre (brusco) del obturador.

Obviamente el caso del cierre instantáneo ( $T_{MCB} = 0$ ) esta dentro de esta apreciación como caso extremo particular.

En la Figura 4.13 se traza el diagrama de envolventes de sobrepresiones máxima. Los desarrollos teóricos y la experiencia demuestran que si el tiempo que tarda en cerrarse el obturador es  $T_c$ , un tramo de conducción dado por el valor  $1/2 T_{MC}$  no estará sometido a la máxima sobrepresión.

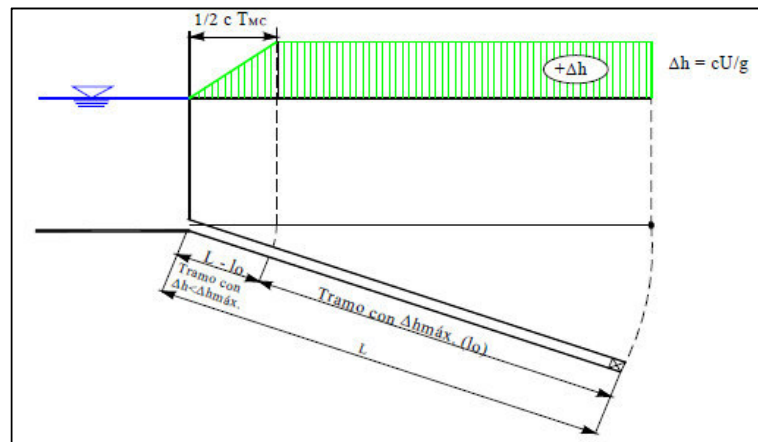


FIGURA N° 4. 13: DIAGRAMA DE SOBREPRESIONES MÁXIMAS POR CIERRE BRUSCO

De lo expuesto deben deducirse dos hechos importantes, el primero que si el cierre es instantáneo; es decir  $T_{MCB}=0$ , el diagrama de sobrepresión es  $\Delta h = \Delta h_{max} = cte$  (diagrama rectangular) en toda la conducción. El segundo es que, al crecer al tiempo de cierre, menor será el tramo sometido a máxima sobrepresión, llegándose al caso extremo que para  $T_{MCB}=2L/c$  la máxima sobrepresión solo actuara en la sección del obturador.

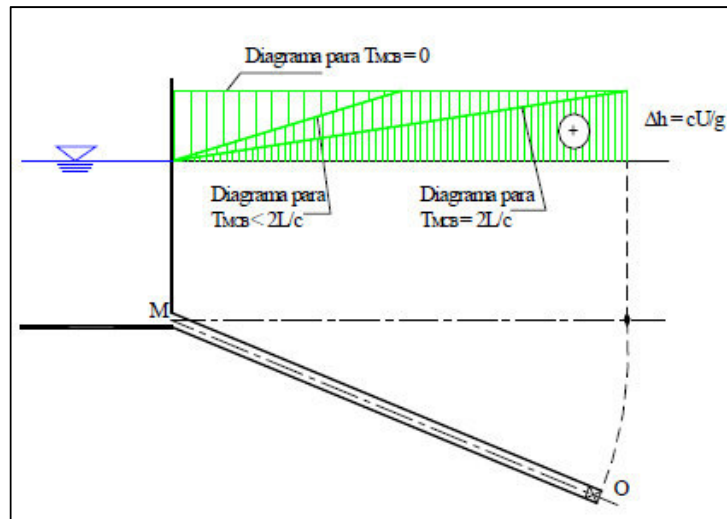


FIGURA N° 4. 14: DIAGRAMA DE SOBREPRESIONES PARA DISTINTOS VALORES DE TMCB

### Maniobras de Cierre Lento

La tendencia favorable en cuanto a hacer más lenta las maniobras de cierre pueden extenderse a los casos en que estas sean mayores que el tiempo crítico  $T_c$ . En efecto, para estas maniobras que llamaremos “maniobras lentas de cierre” y en tiempos de cierre lento, debe verificarse que:  $T_{MCB} > \frac{2L}{c}$

La teoría nos enseña que la máxima sobrepresión no llega al máximo y que está dada por la expresión de MICHAUD:

$$\Delta h = \frac{2LV}{g.T_{MCB}} \quad (4.45)$$

Dónde:

$L$  = Longitud de la tubería (m).

$V$  = Velocidad en la tubería (m/s).

$T_{MCB}$  = Tiempo de manobra de cierre de válvula (s).

$\Delta h$  = Sobrepresión por golpe de ariete (m).

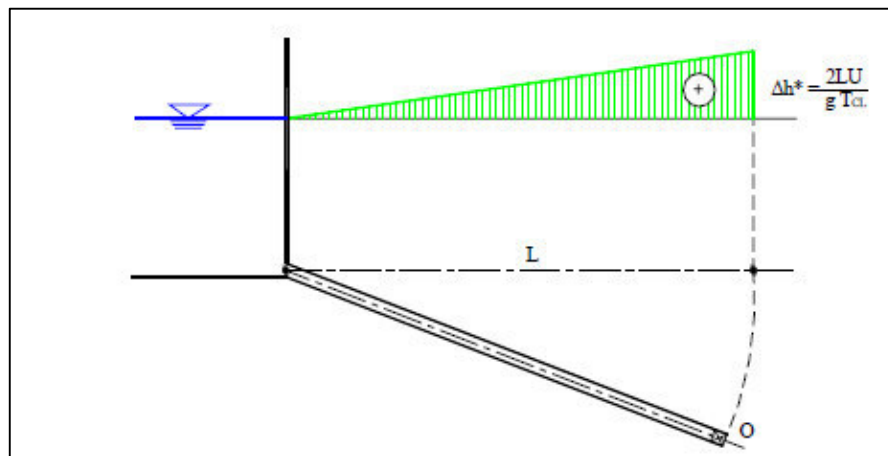


FIGURA N° 4. 15: DIAGRAMA DE SOBREPRESIONES MÁXIMAS PARA CIERRE LENTO

Nótese que al hacer TMLC lo suficientemente grande se puede hacer tan pequeño como desee el valor de  $\Delta h$ , el diagrama envolvente de sobrepresiones máximas resulta para el caso de maniobras de cierre lentas, un triángulo como el esquematizado en la Figura N° 4.15.

### Válvulas de Alivio rápido de Presión.

La válvula de alivio de presión es una válvula de control de operación hidráulica, accionada por un diafragma de doble cámara del tipo globo, que alivia la presión excesiva (sobrepresión) cuando esta (2) se eleva por encima del valor predeterminado. Responde a los aumentos de presión abriéndose completamente de inmediato, con gran precisión y alta repetibilidad.



FIGURA N° 4. 16: VÁLVULA RÁPIDA ALIVIO DE PRESIÓN

Estas válvulas tienen un piloto de alivio de presión, ajustable de 2 vías. La restricción interna del piloto permite un flujo constante de la entrada de la válvula principal a la cámara superior de control (1). El piloto (2) percibe la presión aguas arriba.

Si la presión se eleva a un nivel superior al del ajuste del piloto, este (2) se abre para descargar la presión de la cámara superior de control y hacer que se abra la válvula principal, con el consiguiente alivio de la presión excesiva en el sistema.

Cuando la presión aguas arriba disminuye a un nivel inferior del ajuste del piloto, este se cierra para permitir que la presión se acumule en la cámara superior de control y haga que la válvula principal se cierre con suavidad. Para la prueba anual de operación se utiliza la llave con purga de aire (3)

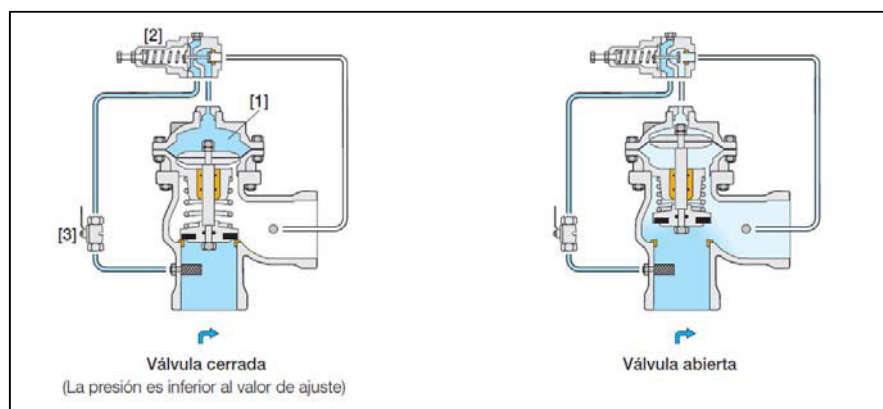


FIGURA N° 4. 17: OPERACIÓN DE LA VÁLVULA ALIVIO DE PRESIÓN

**d) Calculo de Longitudes de Tuberías por Clase.**

Este cálculo será según la Norma internacional AWWA-M45 para tuberías de fibra de vidrio (GRP), considerando que la presión de clase de la tubería debe ser mayor o igual a la presión de trabajo.

$$P_N \geq P_W \quad (4.46)$$

$P_N$  = Presión de Clase de Tubería o Presión Nominal.

$P_W$  = Presión Estática.

También la clase de tubería debe ser igual o mayor al presión de trabajo más la máxima sobrepresión generada por golpe de ariete dividido entre 1.4.

$$PN = \frac{P_W + \Delta P_W}{1.4} = \frac{P_W + KP_W}{1.4} \quad (4.47)$$

De donde:

$$P_W = \frac{1.4(PN)}{K+1} \quad (4.48)$$

K = sobrepresión por golpe de ariete en función de la presión estática.

**e) By Pass.**

Para permitir que exista cantidad de agua suficiente en la operación de la Tubería Forzada G2, cuando este paralizada la tubería forzada G1, se dispone de una estructura de By-Pass en la tubería de presión, inmediatamente antes de su llegada a la casa de máquinas respectivas.

Para el análisis de las válvulas, debe tomarse la carga hidráulica neta mínima a la que estarán sometidas.

Una vez definida la carga neta puede aplicarse la expresión que permite calcular el caudal dado por las válvulas Howell-Bunger estando totalmente abiertas, siendo:

$$Q = C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_n} \cdot A \quad (4.49)$$

Dónde:

Q = Caudal desaguado por la válvula (m<sup>3</sup>/s)

C = Coeficiente de descarga de la válvula cuando está totalmente abierta. Se define de acuerdo a la figura N° 4.18.

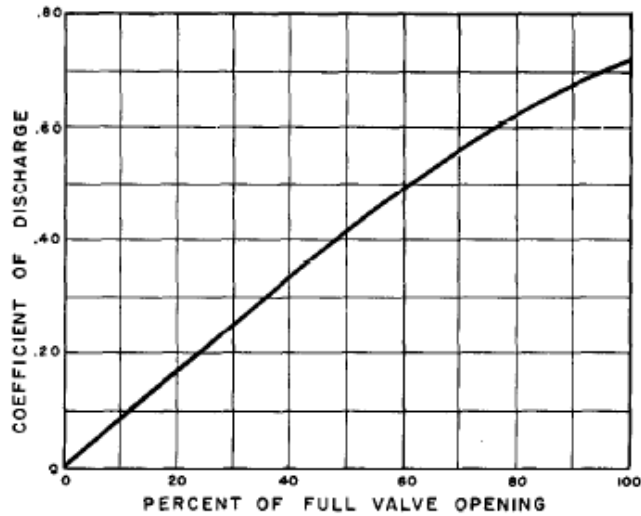
$H_n$  = Carga Neta de agua en la válvula (m).

A = Área del diámetro de la válvula Howell-Bunger (m<sup>2</sup>).

Las válvulas Howel Bunger o de chorro hueco son equipos hidromecánicos especialmente diseñados para regular grandes caudales, obturar conducciones de gran diámetro y provocar una importante rotura de carga durante la descarga.

Se utilizan principalmente en tomas y desagües de presas e igualmente para ser empleadas como válvula de alivio en centrales hidroeléctricas.

FIGURA N° 4. 18: CURVA DE RELACIÓN COEFICIENTE DE DESCARGA VS % DE ABERTURA VÁLVULA HOWELL BUNGER



Fuente: Bureau of Reclamation, Hydarulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators

#### f) Cuenco amortiguador.

La dimensiones del cuenco amortiguador de los desagües de fondo, provistos de válvulas de chorro hueco, se han establecido de acuerdo con el manual de diseño "*Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators*", del Bureau of Reclamation.

En el capítulo 8 de dicha publicación se establecen las dimensiones óptimas para un cuenco de descarga de una conducción provista de una válvula de chorro hueco.

A continuación se procede a mostrar los gráficos que permiten deducir las dimensiones óptimas del cuenco amortiguador.

FIGURA N° 4. 19: CURVA PARA OBTENCIÓN DE LONGITUD DE LA POZA DISIPADORA

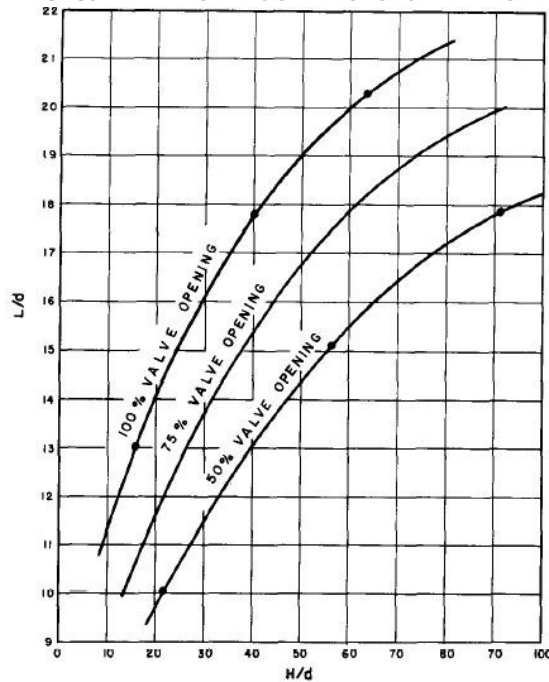


FIGURA N° 4. 20: CURVA PARA OBTENCIÓN DE LA ALTURA DE DESFOGUE IDEAL

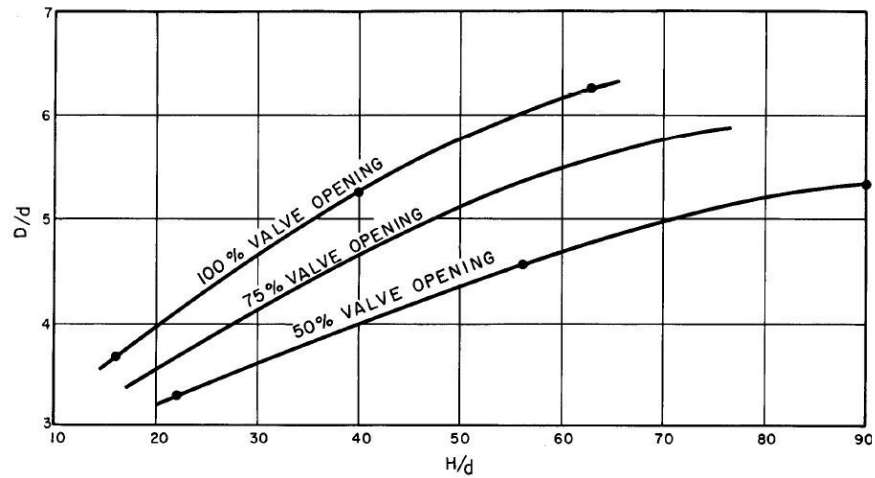


FIGURA N° 4. 21: CURVAS PARA LA OBTENCIÓN DE LA ALTURA DE DESFOGUE MÍNIMA

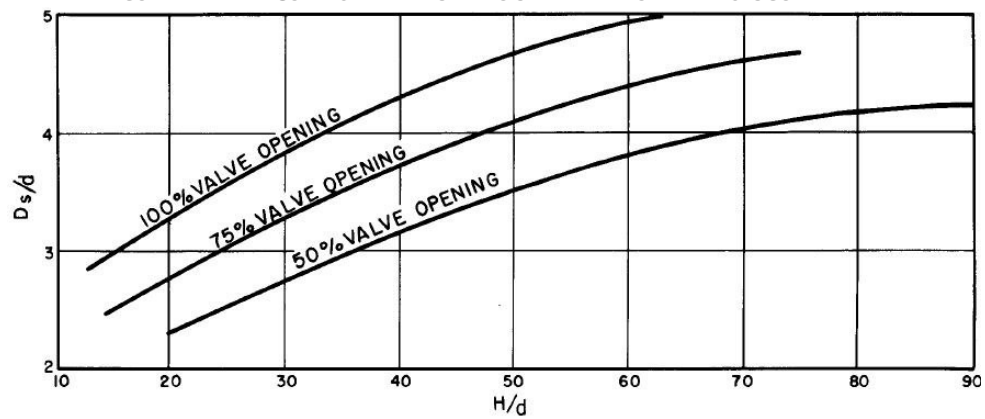
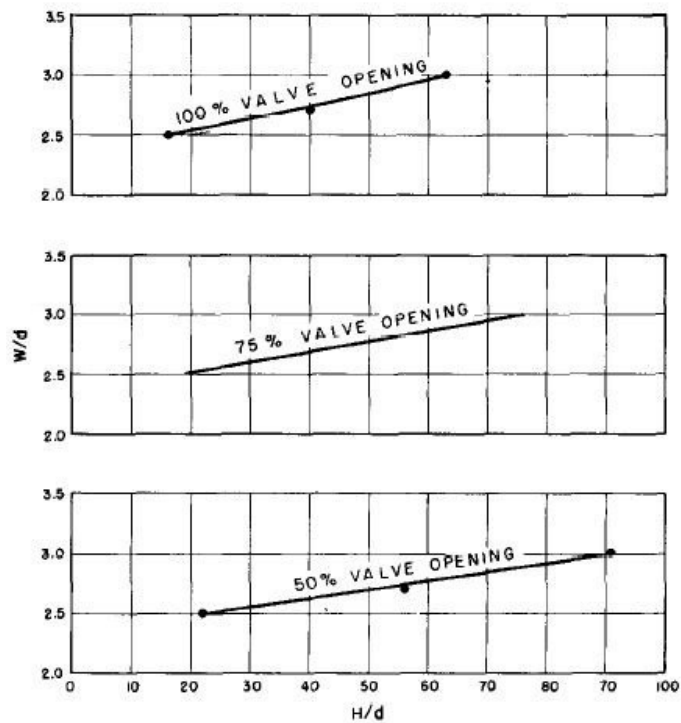


FIGURA N° 4. 22: CURVAS PARA LA OBTENCIÓN DEL ANCHO DE LOS CANALES DE SALIDA DEL CUENCO



Tras múltiples pruebas con modelos a escala, se han establecido las dimensiones óptimas que se indican a continuación:

FIGURA N° 4. 23: DIMENSIONES ÓPTIMAS DE UN CUENCO AMORTIGUADOR CON VÁLVULA DE CHORRO HUECO

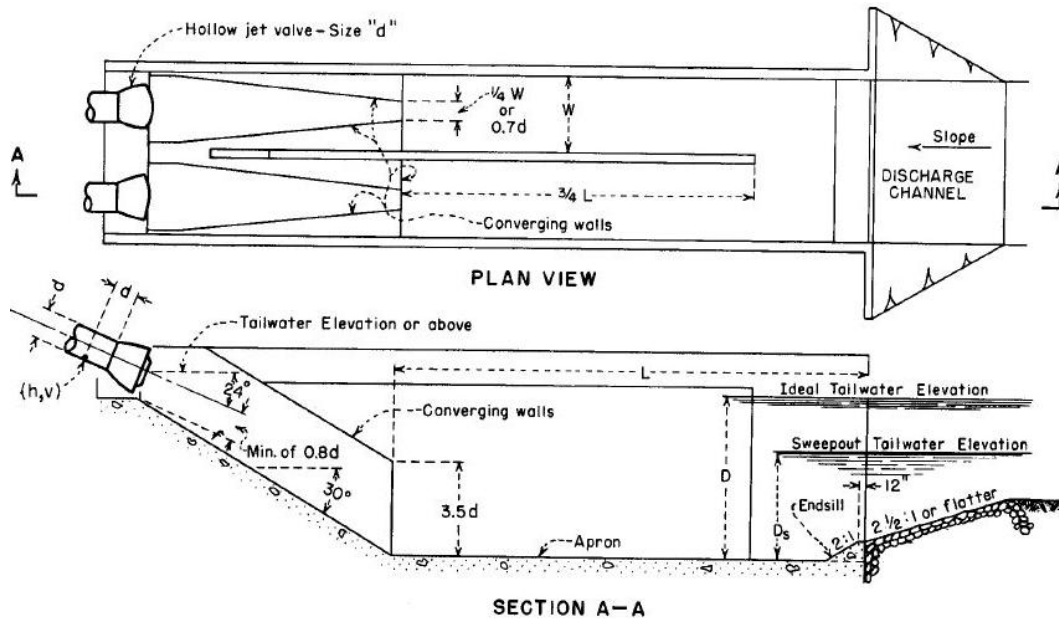
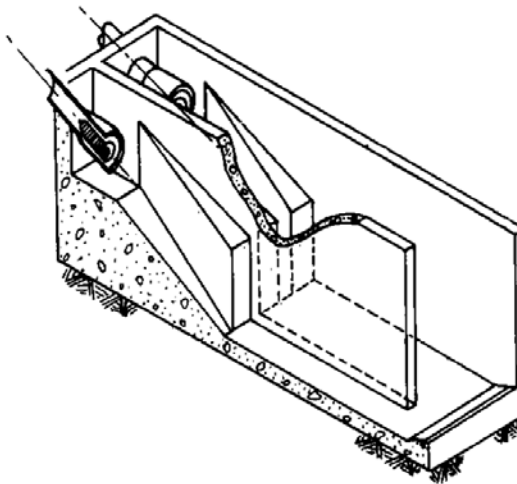


FIGURA N° 4. 24: CUENCO TIPO PARA DESAGÜE CON VÁLVULAS DE CHORRO HUECO CON DEFLECTORES



Dónde:

$d$  = Diámetro de válvula.

$W$  = Ancho de cada uno de los canales de salida

$L$  = Longitud del cuenco

$D$  = Altura ideal de desfogue

$D_s$  = Altura de desfogue mínima para que se produzca resalto dentro del cuenco

Cada una de las dimensiones descritas se calcula a partir de la relación salto neto ( $H$ ) entre diámetro de la válvula ( $D$ ).

#### 4.3.3 Casa de Maquinas

Esta estructura civil que contiene la mayor parte del equipo mecánico, en los que se transforma la energía hidráulica del agua en energía mecánica y posteriormente en eléctrica. Por ellos es muy importante para el buen funcionamiento de la central, la ubicación de ella; la cual se decide teniendo en cuenta entre otros los siguientes aspectos:

- En general la casa de máquinas se debe colocar cercana al afluente al cual se entregara el agua turbinada. Teniendo en cuenta que en el canal de descarga no se depositen sedimentos que disminuyan su sección.
- La casa de máquinas debe ubicarse en una zona con terrenos estables y que este fuera de las zonas de inundación porque puede llenar de sedimentos el canal de descarga o en el peor de los casos afectar a la misma casa de máquinas.

#### a) Turbina

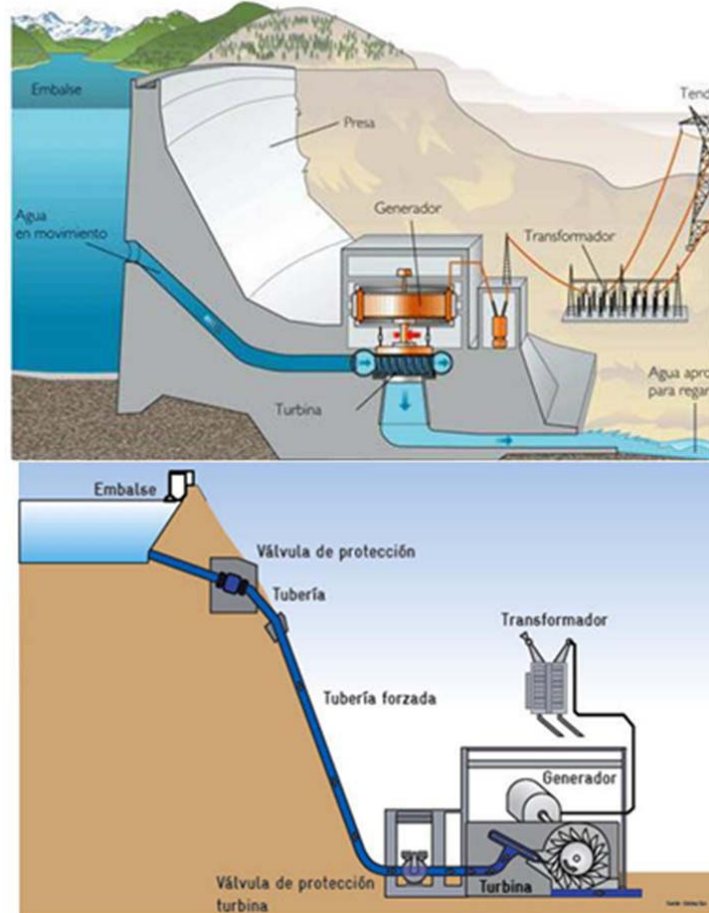
La turbina es el equipo en el cual se transforma la energía hidráulica en mecánica, esta acoplado directamente al generador y en conjunto atienden la demanda energía eléctrica.

Un esquema general de la instalación de una turbina en una central hidroeléctrica se indica en la figura N° 4.25. En ella se observa que el caudal captado por la toma de agua es llevado a través de la tubería de presión hasta la turbina. El agua se la entregara al rodete de la turbina para realizar el proceso de conversión de energía hidráulica en mecánica; el cual se puede realizar en dos formas:

El caudal cambia solamente de dirección más no de aceleración (turbinas de acción), la turbina principal de este tipo es la Pelton.

El caudal entra a presión y en los conductos móviles del rodete cambia de dirección y aceleración (turbinas de reacción), las turbinas principales son la Francis y Kaplan.

FIGURA N° 4. 25: ESQUEMAS DE UNA TURBINA FRANCIS Y UNA TURBINA PELTON





La selección del tipo de turbina se hace con base en el principio de funcionamiento de esta y los parámetros que inciden en su selección son el caudal y la altura disponibles. Un elemento de juicio decisivo de esta selección es la velocidad específica (ns)

De acuerdo con estos parámetros a nivel de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas los fabricantes de turbinas han normalizado su producción y la selección del tipo adecuado para el proyecto se obtiene de un ábaco de los fabricantes.

La potencia real de la pequeña central Hidroeléctrica está dada por dado por la ecuación

$$P = 9.81 \cdot H_N \cdot Q \cdot \eta_t \cdot \eta_g \quad (4.5)$$

Hay que tener en cuenta que caso de que la turbina escogida sea una Pelton la altura bruta considerada será desde el NAMO de la cámara de carga hasta el eje de la turbina y en el caso de ser seleccionada una Francis será hasta el nivel de agua de su poza de descarga.

Las dimensiones finales de las turbinas serán proporcionadas por los fabricantes de acuerdo y sustentadas en las investigaciones que estos realizan.

#### b) Canal de Descarga.

En caso de seleccionarse una turbina de reacción como la turbina tipo Francis es necesario definir la altura de succión de la turbina y así garantizar que no se produzca la cavitación.

Este fenómeno de cavitación puede evitarse, para el caso de las turbinas de reacción, si se cumple la relación.

$$H_s \leq H_{at} - \sigma H_n - H_v \quad (4.50)$$

Dónde:

$H_s$  = Es la altura de succión, esta altura es la distancia entre el punto más alto del borde de salida del alabe y el nivel de agua del canal de desagüe (m).

$H_{at}$  = Es la altura correspondiente a la presión atmosférica local (m).

$\sigma$  = Es el coeficiente de cavitación de Thoma. Este coeficiente se determina en forma experimental y se expresa como una función del tipo de turbina a través de la velocidad específica.

$H_v$  = Es la altura de presión del vapor de agua (m).

CUADRO N° 4.2: VALORES DE  $H_a - H_v$  (M) EN FUNCIÓN SOBRE EL NIVEL DEL MAR Y LA TEMPERATURA DEL FLUJO

	$H_a - H_v [m]$				
Elevación	5°	10°	15°	20°	25°
0	10,262	10,226	10,177	10,112	10,027
500	9,662	9,626	9,577	9,512	9,427
1.000	9,091	9,055	9,006	8,941	8,856
1.500	8,548	8,512	8,463	8,398	8,313
2.000	8,031	7,995	7,946	7,881	7,796
2.500	7,539	7,533	7,484	7,419	7,334

FUENTE: Energía Hidroeléctrica, José Francisco Sanz Osorio

Para el caso de turbinas Francis se tiene que el coeficiente de toma es:

$$\sigma_T = \frac{n_s^{1.41}}{13262.6} \quad (4.51)$$

Dónde:

$n_s$  = Velocidad específica (rpm), esta ecuación está en función de la siguiente ecuación.

$$n_s = \frac{n \cdot \sqrt{P}}{H_n^{1.25}} \quad (4.52)$$

Dónde:

P= Potencia generada (CV).

$H_n$ = Altura Neta (m).

n = Velocidad de turbina (rpm).

Para hallar las dimensiones del canal de descarga se aplica la ecuación de Manning considerándose que en el canal tendrá un flujo uniforme.

$$Q = \frac{A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (4.53)$$

Dónde:

Q= Caudal de descarga (m<sup>3</sup>/s)

A= Área Hidráulica (m<sup>2</sup>)

R= Radio Hidráulico

S= Pendiente del piso de canal.

n= Coeficiente de Manning

## 5. CAPITULO V - DISEÑO HIDRAULICO

### 5.1 Descripción de la Configuración de la Central Hidroeléctrica

El proyecto se desarrolla de forma adyacente a la carretera Curibaya en el tramo comprendido entre la CH. Aricota N° 2 existente y el centro poblado de Chulibaya

El esquema del proyecto Aricota N° 3 está constituido por una mini Central con una configuración en cascada con dos caídas consecutivas nombradas Generador 1 y Generador 2, cada una de las cuales cuenta con los siguientes componentes:

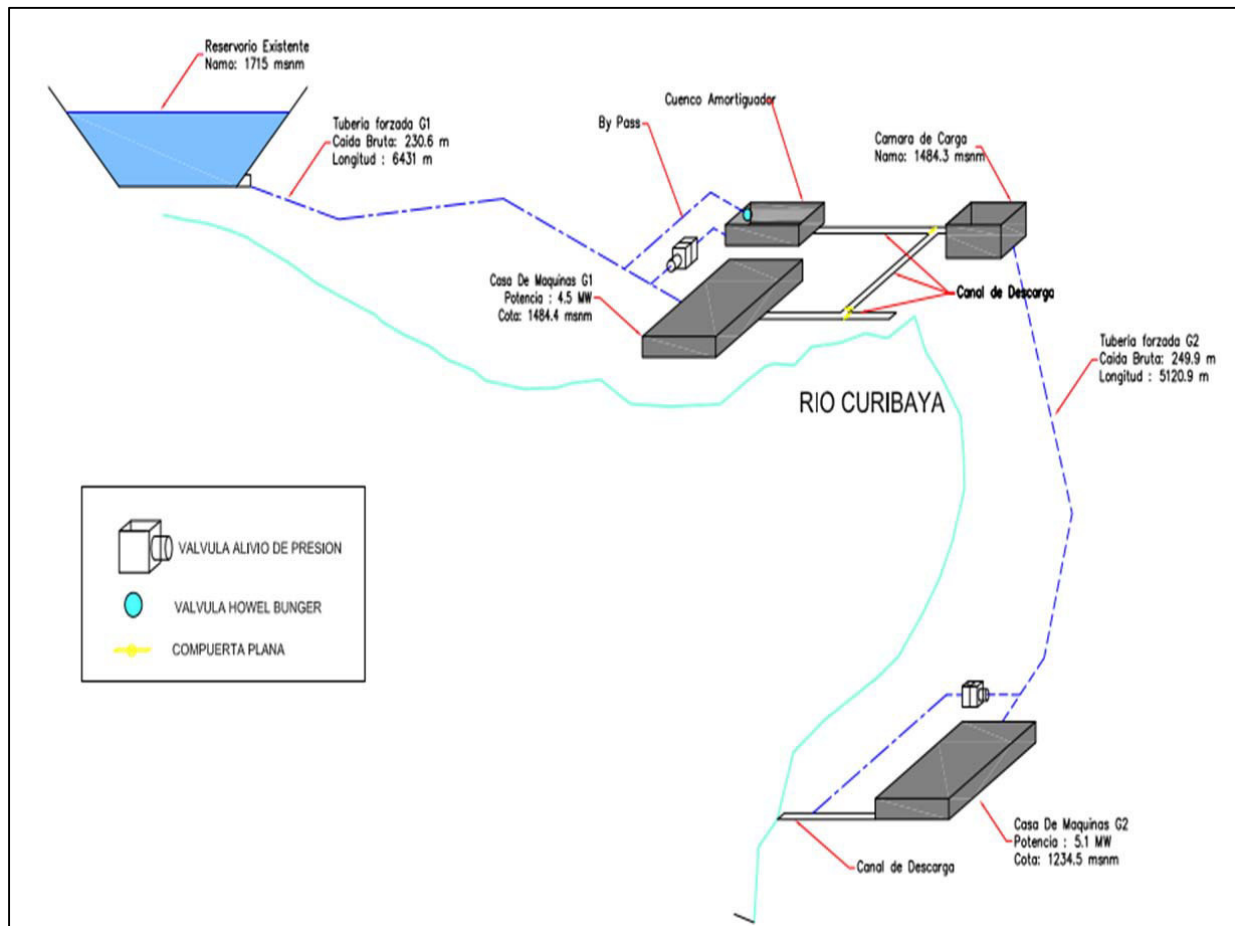
#### CH. Aricota 3: Generador 1

- Captación – cámara de carga en el Reservorio N°1 existente (Río Curibaya).
- Tubería de Presión.
- Casa de máquinas.
- Estructura By-Pass.
- 

#### CH. Aricota 3: Generador 2

- Cámara de Carga
- Tubería de Presión
- Casa de máquina

FIGURA 5. 1: DISPOSICIÓN DE OBRAS DE LA DE LA CCHH ARICOTA N°3



## 5.2 Descripción de los Componentes

### 5.2.1 Central Hidroeléctrica Aricota 3, Generador 1

Se inicia en el reservorio N° 1 ubicado al final de la C.H. Aricota 2, a través de una obra de captación y de carga y continua con la tubería de presión de 6.4 km de longitud cuyo trazo discurre paralelo a la carretera existente, hasta la casa de máquinas y estructura de descarga al río Curibaya. En la descarga se dispone de una estructura de derivación para permitir la continuidad del flujo hacia el Generador 2. (Ver Figura 5.1)

Con el caudal disponible tanto para riego como para generación de energía de 2.7 m³/s se tiene una potencia de 4.5 MW y energía media anual de 36.2 GWh.

#### a) Reservorio – Captación.

Esta obra mixta en realidad, se construirá para un caudal de 2.7 m³/s, constará de una obra de toma ubicada en el extremo más aguas abajo del reservorio N: 1 (CH. Aricota 2) y también operará como cámara de carga de la Central Aricota 3 – G1.

El piso de entrada de la captación estará al mismo nivel del piso del reservorio (1712,00 msnm).

Contará con una estructura de descarga complementaria dispuesta lateralmente al lado izquierdo de la Toma para efectos de derivar las aguas de riego necesarias y para maniobras de limpieza.

Asimismo se ubica un vertedero lateral para la evacuación de excedencias por avenidas y también controlar cualquier sobre elevación del nivel por efecto de transitorias en la tubería de presión de la Central Aricota 2 (Ver plano 3A)

Obviamente, dado que el reservorio posee la capacidad de decantar cualquier partícula de finos, no se ha visto la necesidad de ubicar un desarenador, pero si de una trampa de sedimentos en la captación con eliminación lateral a través de una tubería de purga hacia la descarga lateral descrita anteriormente.

De acuerdo a la operación actual del reservorio se consideraran los siguientes niveles de operación: NAMO igual a 1715.00 msnm y NAMIN 1712.62 msnm.

Para la operación de esta estructura se cuenta con dos compuertas metálicas, una a la entrada de la tubería de presión de 1.30 x 1.30 m. y otra en la descarga lateral de 1.00 x 1.20 m., asimismo contará con una válvula de purga  $\phi 6"$ .

La compuerta de ingreso a la tubería será de accionamiento local y automática a distancia, que permitirá su cierre automático ante una eventual rotura de la tubería forzada.

#### b) Tubería de Presión G1.

Este conducto conectará la captación - cámara de carga con la casa de máquinas, será de GRP, de 1.10 m de diámetro interno, tendrá una longitud de 6431 m, se dispondrá en zanja sobre cama de grava – arena y dados de anclaje de concreto en los codos.

La tubería de presión irá enterrada al costado de la carretera Curibaya, siguiendo su desarrollo a lo largo del valle en una disposición como se muestra en la Figura N° 5.2.

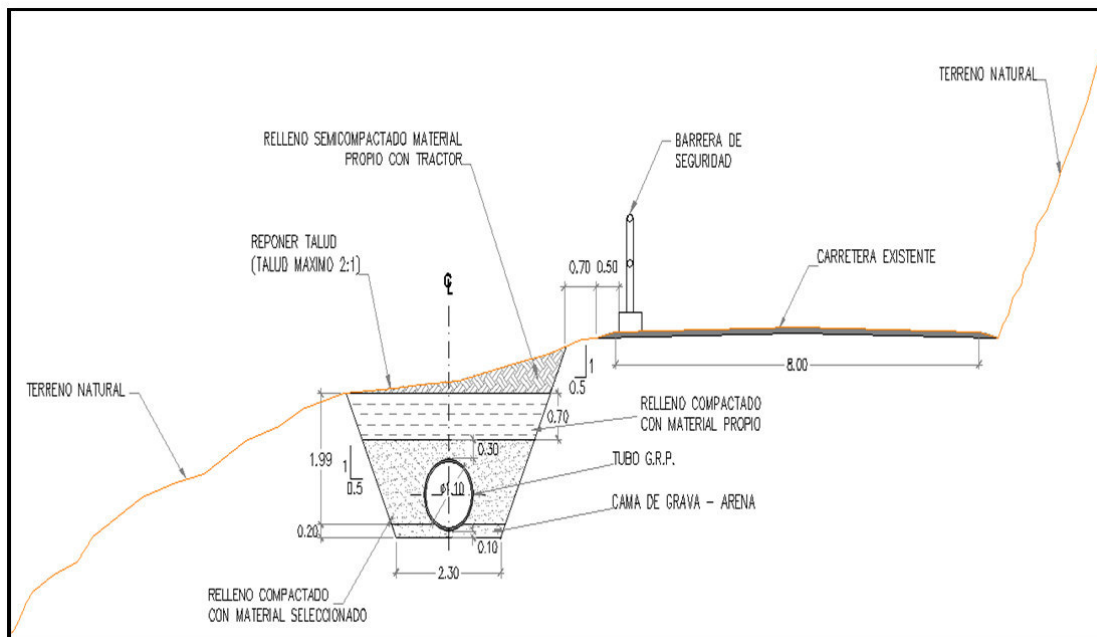
## Trazo

Como se indicó previamente, se optó por emplazar la línea de conducción paralela a la carretera Curibaya existente. La selección de la variante que presenta las siguientes ventajas

- Mayor proximidad a los frentes de obra al encontrarse literalmente al lado de la carretera existente.
- La obra se encuentra mejor protegida ante posibles daños que puedan ocasionar las labores de agricultura convencionales puesto que se emplazaría en una zona destinada a la vía.
- Menor número de afectaciones y servidumbres dado que se usaría el espacio correspondiente a la vía y su ancho de servidumbre, en la mayoría del tramo. Esto reduce el número de personas con las que hay que gestionar un permiso de servidumbre o incluso la compra de algunas propiedades, que pueden encarecer el proyecto.

Por las consideraciones expuestas, se determinó que la mejor opción para el trazo de la tubería de conducción a presión es al lado de la carretera Curibaya. El trazo, en el 75% de su longitud total, será emplazado en la berma lateral de la carretera, y en un 25% se invadirá una porción de la calzada durante el periodo constructivo, luego del cual, la carretera será repuesta.

FIGURA 5. 2: ESQUEMA DE SECCIÓN TÍPICA DE LA CONDUCCIÓN PRESURIZADA



### c) Válvula de Alivio de Presión y Válvula de aire.

Al final de la tubería de presión se ubica una junta de empalme de la tubería de GRP con la tubería de acero que llega, luego se ubica un accesorio en TEE de acero de donde prosigue el tramo final de la tubería de presión hasta la turbina. De dicha TEE sale lateralmente la tubería de acero hacia el By-Pass, el cual se describe en el ítem d.

La válvula de alivio rápido de presión permite controlar la sobrepresión por golpe de ariete que se produce en los casos de cierre de válvula de ingreso a la turbina o de rechazo de carga, para evitar el golpe de la onda sobre la turbina tipo Francis.

De dicho tramo final de la tubería de presión sale lateralmente un ramal de tubería de acero de 20" de Diámetro interno donde se ubica una válvula de alivio rápido de presión del mismo diámetro, la que descarga hacia una cámara de disipación de concreto armado de la que a su vez sale una tubería de acero de 60 cm de diámetro que termina en la poza disipadora del By-Pass.

De los resultados de la simulación del transitorio de golpe de ariete sobre la tubería, además de la sobrepresiones, se obtuvieron las depresiones mínimas, encontrándose en el tramo alto de la tubería, para la cual se ha ubicado una válvula de aire en dicho tramo. (Ver Plano 6 y 9)

#### **d) Estructura de By Pass.**

Esta estructura se ubicará en el tramo final de la tubería de presión, inmediatamente antes de su ingreso a la casa de máquinas a través de una conexión en TEE de acero, el By-pass se inicia con una tubería del mismo material, de 070 m de diámetro y termina en una estructura de descarga y disipación que cuenta con dos válvulas: una tipo mariposa de 0.40 m de diámetro y otra tipo Howell Bunger del mismo diámetro. La estructura de disipación está constituida por un poza tipo USBR desarrollado para este fin. Al final de esta obra se dispone de una compuerta metálica de 1.50 x 1.50 m. para cerrar el flujo cuando no funciona el By-Pass.

Esta obra de concreto armado, empalmará con el canal de descarga de la CH. Aricota 3 Generador 1, para permitir la continuidad del sistema, en caso que se encuentre operativa la Central Hidroeléctrica Generador 2.

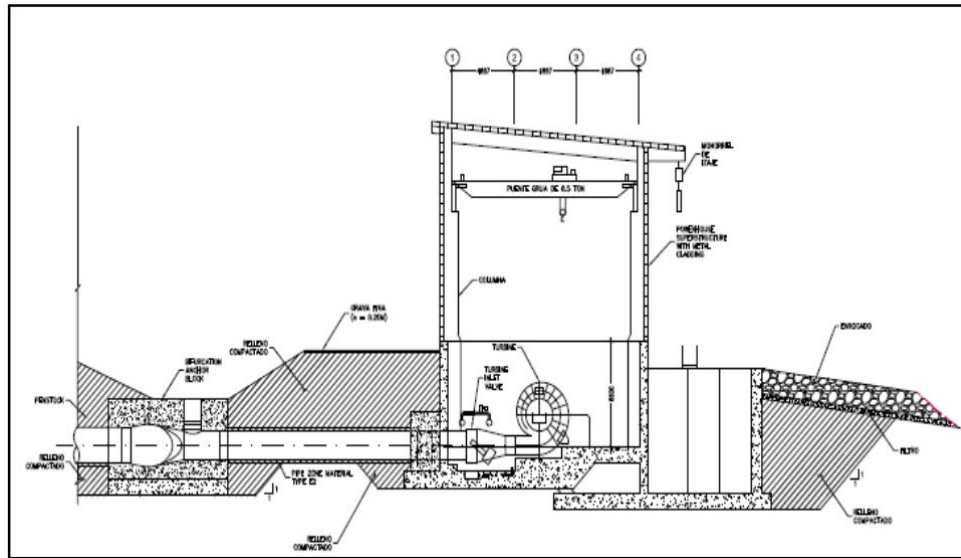
#### **e) Casa de Maquinas G1.**

Se ha proyectado la casa de máquinas en superficie y la edificación alojará un solo equipo electromecánico de generación principal y el equipo complementario y auxiliar de control tanto hidráulico como electromecánico, tal como el grupo turbina – generador, válvula de admisión, gobernador, puente grúa, tableros, etc. Asimismo contará con los espacios y ambientes necesarios para las actividades propias de la operación de la central, tales como sala de máquinas, zona de montaje, almacén, taller, oficina y SS.HH.

Bajo la superestructura de la casa de máquinas, se dispondrá el canal de descarga de las turbinas que evacuará las aguas hacia el río Curibaya en la cota 1483.33 msnm. Previo a la descarga al río se dispone de una estructura de derivación que permitirá orientar alternativamente el flujo hacia la CH G2 o hacía el río, para tal fin contará con dos compuertas de 2.0 x 1.50 m.

En la figura se presenta el esquema general para la casa de máquinas G1 y G2

FIGURA 5. 3: ESQUEMA GENERAL DE LA CASA DE MÁQUINAS PARA LA G1 Y G2



### 5.2.2 Central Hidroeléctrica Aricota 3, Generador 2

Se inicia en la cámara de carga ubicada inmediatamente aguas abajo de la descarga de la casa de máquinas de la CH. Generador 1 y continua con una tubería de presión de GRP hasta la zona de emplazamiento de la casa de máquinas y estructura de descarga en el río Curibaya, en la cota 1234.5 msnm.

Las aguas serán tomadas en la descarga de la CH. Aricota 3 Generador 1 en las coordenadas y la devolución de las aguas turbinadas serán en el río Curibaya. (Ver Figura 5.1)

Con el caudal disponible tanto para riego como para generación de energía de 2.7 m<sup>3</sup>/s se tiene una potencia de 5.1 MW y energía media anual de 41.1 GWh.

La calidad del agua en condiciones actuales es suficiente para los fines de generación de energía del Proyecto, la misma que será devuelta en las mismas condiciones al río Curibaya para los usos actuales.

#### a) Cámara de Carga.

Esta estructura se ubica en una semiplanicie al inicio de la caída de la tubería de presión de la central y permitirá controlar las ondas producidas por las situaciones de puesta en marcha y rechazo de carga para lo cual contará con un vertedero lateral para evacuar las excedencias hacia una quebrada cercana, la cual se protegerá en caso lo requiera.

Asimismo contará con una compuerta metálica de purga de 0.70 x 0.70 m. y una compuerta metálica de ingreso a la tubería de 1.50 x 1.50 m.; asimismo de una rejilla metálica contra material flotante y elementos de seguridad y acceso como barandas y escaleras de gato.

#### b) Tubería de Presión G2.

Este conducto conectará la cámara de carga con la casa de máquinas, será de Poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFU ó GRP) de 1.10 m de diámetro interno, tendrá una longitud de 5120.9 m, se dispondrá enterrada en zanja sobre cama de grava- arena y

con dados de anclaje de concreto en los codos. El conducto soportará sobrepresión por golpe de ariete del orden del 60% de la altura estática.

Las características del trazo de esta tubería son las mismas que las indicadas para el caso de la tubería G2.

### c) Válvula de Alivio de presión y Válvula de aire.

Al igual que en el caso del Generador 1, la tubería de presión del Generador 2 también tendrá en su tramo final una válvula de alivio de rápida de presión con similares características a las mencionadas para el caso anterior, pero con entrega al canal de descarga de la Central.

También en este caso se ha encontrado que se producen presiones negativas en el tramo alto de la tubería de presión, por la cual se ha colocado una válvula de aire de en dicho tramo.

### d) Casa de Maquinas G2.

Esta edificación alojará el equipo electromecánico de generación principal y el equipo complementario y auxiliar de control tanto hidráulico como electromecánico, tal como el grupo turbina – generador, válvula de admisión, gobernador, puente grúa, tableros, etc. Asimismo contará con los espacios y ambientes necesarios para las actividades propias de la operación de la central, tales como casa de máquinas, zona de montaje, almacén, taller, oficina y SSHH.

Se considera que la superestructura tendrá un área de 400 m<sup>2</sup> y el área total de maniobras incluyendo patio de llaves será del orden de los 2000 m<sup>2</sup>.

Bajo la superestructura de la casa de máquinas, se dispondrá el canal de descarga de la turbina que evacuará las aguas hacia el río Curibaya,

## 5.3 Diseño de Componentes Hidráulicos.

### 5.3.1 Captación.

Por regla de operación el NAMO ubicado en el embalse ubicado a la salida de la casa de máquinas de Aricota 2 será de 1715 msnm y por funcionamiento actual el máximo desembalse corresponde a un volumen de 4176 m<sup>3</sup>.

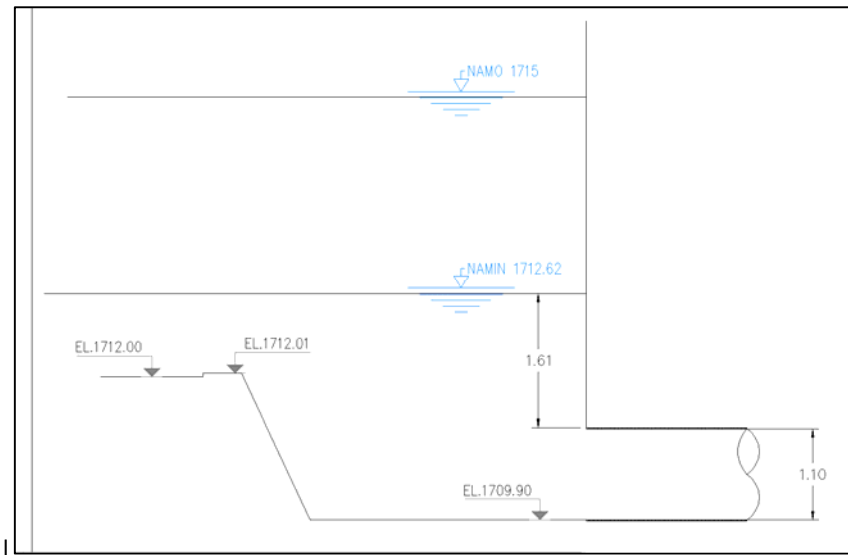
Considerando el volumen de máximo desembalse, teniendo en cuenta que el área del reservorio de fondo es de 6750 m<sup>2</sup>. Hallaremos el tirante mínimo correspondiente a este desembalse.

$$y = \frac{Vol}{A} = \frac{4176 \text{ m}^3}{6750 \text{ m}^2} = 0.62 \text{ m}$$

Por lo que el nivel mínimo vinculado al Volumen Mínimo de Operación (NAMIN) será la suma del nivel del piso del embalse (1712 msnm) más el tirante encontrado dándonos un nivel ( $N_{emb}$ ) 1712.62 msnm.



FIGURA 5. 4: NIVELES DE OPERACIÓN DE CAPTACIÓN – CÁMARA DE CARGA



De estudios experimentales de formación de remolino, Polikovski y Perelman encontraron que para estos no se formen debe cumplirse la condición:

$$h > 0.5 \cdot D \left( \frac{V}{\sqrt{2D}} \right)^{0.55}$$

Remplazando el diámetro y la velocidad, tenemos que la sumergencia mínima (h) tiene que ser mayor a 0.8.

Considerando que la sumergencia utilizada es 1.60, estamos cumpliendo la recomendación de sumergencia mínima necesaria para evitar el ingreso de burbujas de aire a la conducción forzada.

### 5.3.2 Tubería de Presión G1.

La tubería forzada partirá desde la captación- cámara de carga hasta las turbinas generalmente el material de ese tipo de tuberías es de acero por las grandes presiones que se presentan, como caso particular en esta monografía se planteara para la central ARICOTA 3 para las dos caída el uso de tuberías de GRP ya que existen a nivel internacional experiencias ya del uso de este material en este tipo de proyectos.

#### Características de la tubería de GRP

Las tuberías de GRP (poliéster reforzado con fibra de vidrio) son diseñadas para cumplir con la norma ASTM D3517 para tuberías a presión, asimismo, cumple con los estándares de la norma AWWA C950 y M45, las cuales son normas más completas que existen para tuberías de fibra de vidrio. Las ventajas de utilización de este tipo de tubería se resumen a continuación:

- **Resistencia a la corrosión**
- **Bajo peso.** El peso de la tubería de GRP es mucho más bajo que otros materiales, pudiendo llegar a ser la cuarta parte del peso de la tubería de acero. Esta propiedad es una gran ventaja para el transporte del material al sitio de la obra.
- **Rango de Presiones.** En la actualidad, es posible encontrar en el mercado tuberías de gran diámetro para un rango de presiones que va desde los 6 Bar hasta los 32 Bar como se muestra en el cuadro N° 5.1.

- **Sobrepresiones.** Estas tuberías tienen una resistencia a la sobrepresión del 40% de la presión nominal. Alcanzando resistencia de 2 a 1.5 de la Presión Nominal en ensayos de Fabrica y Campo respectivamente

En el trazado de la tubería forzada G1 además de lo ya señalado en el capítulo 4.3.2 también se ha considerado lo siguiente criterios.

- Se deberá en lo posible tener la menor cantidad de cambios de dirección para así evitar las pérdidas de carga por estos accesorios.
- Se tratara en lo posible mantener la tubería enterrada por protección de esta misma con un recubrimiento de 1.0 metro en promedio.

**CUADRO N° 5.1: PRESIONES DE TRABAJO PARA TUBERÍAS DE GRP**

Clase de Presión PN (Bar)	Presión de Trabajo PN(Bar)	Diámetro Límite (mm)
1 (gravedad)	1	3700
6	6	3700
10	10	3700
16	16	3500
20	20	3000
25	25	2400
32	32	1800

Fuente: Flowtite, Guía de Producto

### 5.3.2.1 Calculo del Diámetro.

La optimización del diámetro óptimo de las tuberías forzadas de Aricota 3 se realizó en conjunto analizando tanto la G1 como la G2, entre diámetros comerciales existentes y cuyas presiones de trabajo alcancen hasta los 32 bar de carga hidráulica por lo que se seleccionó un intervalo de diámetros entre (0.8 m a 1.8m). Se consideró que los diámetros de las tuberías forzadas serán constantes por criterios de facilidad constructiva y beneficio económico.

Partiremos de los siguientes valores

**CUADRO N° 5.2: CARACTERÍSTICAS DE TUBERÍAS DE GRP**

DATOS HIDRAULICOS		
PESO DE ESPECIFICO DEL AGUA : $\gamma$	9.81	KN/m3
CAUDAL: Q	2.7	m3/s
ALTURA BRUTA: h	480.5	m
LONGITUD GRP: L	11521.60	m
RENDIMIENTO TOTAL $\eta$	0.87	
COEF DE RUGOSIDAD GRP: n	0.010	
$\gamma$ TUBERIA DE GRP	1.850	Tn/m3
FACTOR DE PLANTA	0.870	Valor considerado solo para la optimización.

Se considera 230.64 de altura bruta de la G1 y 249.86 de la G2  
Se considera 6431 de tubería de la G1 y 5090.6 de la G2  
Rendimiento que solo se consideró para la optimización.

### (a1) Calculo de Valores Hidráulicos

Aplicando las ecuaciones (4.12 al 4.15) en los diámetros calculados anteriormente tenemos:

**CUADRO N° 5.3: CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE OPTIMIZACIÓN**

Diámetro	m	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8
Velocidad	m/s	5.37	4.24	3.44	2.84	2.39	2.03	1.75	1.53	1.34	1.19	1.06
Perdidas	m	284.24	151.66	86.46	52.01	32.70	21.34	14.37	9.95	7.05	5.10	3.76
Potencia	kw	4,522.5	7,577.7	9,080.0	9,874.0	10,319.0	10,580.8	10,741.3	10,843.3	10,910.0	10,954.9	10,985.8
Potencia Perdida	kw	6,550.0	3,494.8	1,992.4	1,198.5	753.5	491.7	331.2	229.2	162.5	117.6	86.7

A continuación presentaremos la metodología de cálculo para hallar los costos de amortizaciones y de energía perdida para el caso de un diámetro de 1.10 m.

### (a2) Costos de Tubería Forzada

Estimamos longitudes de tubería por clase para ambas caídas.

- Longitud de Tubería de GRP (6 BAR) = 1'572 metros.
- Longitud de Tubería de GRP (10 BAR) = 1'034 metros.
- Longitud de Tubería de GRP (16 BAR) = 2'520 metros.
- Longitud de Tubería de GRP (20 BAR) = 1'337 metros.
- Longitud de Tubería de GRP (25 BAR) = 2'332 metros.
- Longitud de Tubería de GRP (32 BAR) = 2'727 metros.

Se procede a estimar los costos de la tubería forzada, teniendo las siguientes consideraciones:

- Para los precios por metro lineal se usó precios de fabricantes y se extrapolo los precios de tipos de tuberías con los que no se contaban, esto es aceptable al ser la optimización un cálculo preliminar.
- Se considerara un anclaje cada 60 metros y su volumen será estimado y para el acero se considerara una cuantía de 50kg/m<sup>3</sup>.
  - Numero de Anclajes para tramo de tubería (6 BAR) = 27
  - Numero de Anclajes para tramo de tubería (10 BAR) = 18
  - Numero de Anclajes para tramo de tubería (16 BAR) = 43
  - Numero de Anclajes para tramo de tubería (20 BAR) = 23
  - Numero de Anclajes para tramo de tubería (25 BAR) = 39
  - Numero de Anclajes para tramo de tubería (32 BAR) = 46
- Para el costo de excavación, concreto y acero se considerar 3.25 soles/m<sup>3</sup>, 364 soles/m<sup>3</sup> y 4.4 soles/Kg respetivamente. Estos costos pertenecen a análisis unitarios validos en el año y sitio de realización del proyecto.
- En cuanto al costo del flete (transporte del material a obra) se considera 0.20 soles/Kg para esta zona del país.
- Se considera un 15% más por costo de accesorios y válvulas que se proyectan.
- El tipo de cambio de sol a dólar en la fecha del proyecto es de 2.78
- Se considerara un factor de planta de 0.87.

(a.2.1) La excavación total será estimada en función del diámetro escogido.

$$\text{ExcavacionTramo(m3)} = (\text{Area\_excavación\_estimada}). (\text{Longitud\_total\_tramo}) \quad (5.1)$$

Dónde:

$$\text{Area\_excavación\_estimada(m2)} = (1.8D)(D + 0.55) \quad (5.2)$$

Remplazando tenemos:

$$\text{Area\_excavación\_estimada} = (1.8D)(D + 0.55) = (1.8)(1.10)(1.10 + 0.55) = 3.27 \text{ m}^2$$

Finalmente de la ecuación 5.1 tendremos las siguientes excavaciones totales por tramo considerando las longitudes ya señaladas líneas arriba.

- Excavación para tramo de tubería (6 BAR) = 5'135.53 m<sup>3</sup>
- Excavación para tramo de tubería (10 BAR) = 3'376.58 m<sup>3</sup>
- Excavación para tramo de tubería (16 BAR) = 8'233.49 m<sup>3</sup>
- Excavación para tramo de tubería (20 BAR) = 4'367.82 m<sup>3</sup>

- Excavación para tramo de tubería (25 BAR) = 7'617.30m<sup>3</sup>
- Excavación para tramo de tubería (32 BAR) = 8'910.38 m<sup>3</sup>

Dando una excavación total de 37'641.10 m<sup>3</sup>.

**(a.2.2)** El concreto total de los anclajes será estimado en función del diámetro escogido y el acero en función de la cantidad de concreto total.

$$\text{Volumen_Concreto\_Total (m3)} = (\text{Volumen\_estimado}). (\text{Numero\_de\_anclajes}) \quad (5.3)$$

Dónde:

$$\text{Volumen\_estimado(m3)} = 12. D^3 \quad (5.4)$$

Remplazando tenemos:

$$\text{Volumenestimado(m3)} = 12. D^3 = 12. (1.1). (1.1). (1.1) = 15.97 \text{ m}^3$$

Finalmente de la ecuación 5.3 tendremos los siguientes volúmenes de concreto.

- Volumen total de concreto para tramo de tubería (6 BAR) = 431.24 m<sup>3</sup>
- Volumen total de concreto para tramo de tubería (10 BAR) = 287.50 m<sup>3</sup>
- Volumen total de concreto para tramo de tubería (16 BAR) = 686.80 m<sup>3</sup>
- Volumen total de concreto para tramo de tubería (20 BAR) = 367.36 m<sup>3</sup>
- Volumen total de concreto para tramo de tubería (25 BAR) = 622.91m<sup>3</sup>
- Volumen total de concreto para tramo de tubería (32 BAR) = 734.71 m<sup>3</sup>

Dando un volumen total de concreto de 3'130.51 m<sup>3</sup>.

El acero total es castigando el volumen total de concreto en los anclajes por una cuantía de 50kg/m<sup>3</sup>, resultando 156'525.60 kg de acero.

**(a.2.3)** El costo total de los tramos de tubería (C<sub>tub</sub>) está en función de precios de cotizaciones (ver cuadro N° 5.6) que están en dólares los cuales se pasaran a soles de acuerdo al tipo de cambio de 2.78.

De la ecuación 4.18 tenemos:

$$C_{tub} = \text{Costo total de tub} = \sum \text{LongTramo} . \text{CostoClaseTuberia} = (1572 \text{ m})(338.40 \text{ \$/m})(2.78 \text{ S/\$}) + (1034 \text{ m})(355.58 \text{ \$/m})(2.78 \text{ S/\$}) + (2520 \text{ m})(371.38 \text{ \$/m})(2.78 \text{ S/\$}) + (1337 \text{ m})(378.89 \text{ \$/m})(2.78 \text{ S/\$}) + (2332 \text{ m})(386.39 \text{ \$/m})(2.78 \text{ S/\$}) + (2727 \text{ m})(394.69 \text{ \$/m})(2.78 \text{ S/\$})$$

El coto total de la tubería de GRP es de 12'007'745.89 soles

**(a.2.4)** El costo total para la excavación, concreto y acero corrugado se harán aplicando las ecuaciones de 4.17, 4.19 y 4.20.

$$C_{exc} = \text{VolExc. PrecioExcavacion} = (37'641.10 \text{ m}^3) \left( 3.25 \frac{\text{soles}}{\text{m}^3} \right) = 122'333.57 \text{ soles}$$

$$C_{Tcon} = \text{VolConcrTotal. PrecioConcreto} = (3'130.51 \text{ m}^3) \left( 364 \frac{\text{soles}}{\text{m}^3} \right) = 1'139'506.37 \text{ soles}$$

$$C_{Tacero} = \text{PesoTotal. PrecioAcero} = (156'525.60 \text{ kg}) \left( 4.4 \frac{\text{soles}}{\text{kg}} \right) = 688'712.64 \text{ soles}$$

**(a.2.5)** Para el costo total de transporte hay que hallar el peso total de materiales, siendo este peso la suma total de pesos de la tubería de concreto y acero.

Para el peso de la tubería consideraremos la siguiente ecuación

$$\text{Pesotuberia} = \pi \cdot D \cdot e \cdot L \cdot \gamma \cdot 1000 \quad (5.5)$$

Dónde:

D= Diámetro de tubería (m).

e = espesor de tubería (m). (Ver cuadro N°5.4)

L =Longitud total de tubería por clase (m)

Y = Peso específico de tubería de GRP (1.85 Ton/m<sup>3</sup>)

CUADRO N° 5.4: ESPESORES POR TIPO DE DIÁMETRO COMERCIAL

DN (")	Espesor de pared WT (mm)						
	PN 1	PN 6	PN 10	PN 16	PN 20	PN 25	PN 32
300	6.12	6.12	6.12	5.94	5.79	5.72	5.71
350	7.11	7.11	7.11	6.79	6.59	6.55	6.47
400	8.04	8.04	8.04	7.61	7.43	7.31	7.22
450	9.02	9.02	9.02	8.27	8.25	8.07	7.97
500	9.99	9.99	9.99	9.24	9.03	8.86	8.74
600	11.71	11.71	11.71	10.73	10.36	10.14	10.01
700	13.68	13.68	13.68	12.34	11.93	11.66	11.50
800	15.53	15.53	15.53	13.95	13.48	13.18	12.99
900	17.32	17.32	17.32	15.61	15.05	14.70	14.48
1000	19.25	19.25	19.25	17.23	16.60	16.21	15.98
1100	21.15	21.15	21.15	18.86	18.17	17.73	17.47
1200	22.95	22.95	22.95	20.49	19.72	19.25	18.96
1300	24.82	24.82	24.82	22.08	21.29	20.76	20.45
1400	26.65	26.65	26.65	23.74	22.86	22.28	21.94
1500	28.43	28.43	28.43	25.37	24.42	23.80	23.43
1600	30.33	30.33	30.33	26.99	25.98	25.31	24.92
1700	32.12	32.12	32.12	28.61	27.54	26.83	26.41
1800	33.99	33.99	33.99	30.26	29.10	28.34	27.90

Fuente: Flowtite, Guía de Producto

Entonces de la ecuación 5.5 tenemos los siguientes pesos

- Peso tubería GRP (6 BAR) = 212'549.76 Kg
- Peso tubería GRP (10 BAR) = 139'750.04 Kg
- Peso tubería GRP (16 BAR) = 303'872.21 Kg
- Peso tubería GRP (20 BAR) = 155'304.62 Kg
- Peso tubería GRP (25 BAR) = 264'286.64 Kg
- Peso tubería GRP (32 BAR) = 304'617.21 Kg

El peso total de las tuberías es la siguiente 1'380'380.48 Kg

Para el peso del concreto se castigara el volumen total de concreto por 382.5 que es el peso en Kg del cemento utilizado por m<sup>3</sup> de concreto (considerando 9 bolsas por m<sup>3</sup>).

Por lo que para un volumen total de concreto de 3'130.51 m<sup>3</sup> se tiene un peso total del cemento 1'197'420.075.

De la ecuación 4.21 tenemos.

$$C_{\text{transp}} = \text{Peso.Total.materiales.CostoFlete} = (1'380'380.48 \text{ Kg} + 1'197'420.08 \text{ Kg} + 156'525.60 \text{ kg}) \cdot (0.2 \text{ soles/Kg}) = 546'865.38 \text{ soles}$$

**(a.2.6)** Finalmente de la ecuación 4.16 tenemos:

$$C = C_{exc} + C_{tub} + C_{Tcon} + C_{Tacer} + C_{transp} + C_{acc} = 122'333.57 + 12'007'745.89 + 1'139'506.37 + 688'712.64 + 546'865.38 + (0.15). (122'333.57 + 12'007'745.89 + 1'139'506.37 + 688'712.64 + 546'865.38)$$

Finalmente el costo total de toda la tubería forzada es **16' 680' 938.44 soles**

**(a.2.7)** La amortización de acuerdo a la ecuación 4.22 para un periodo de 25 años y un interés de 13% será:

$$a = \frac{18521720.75 \cdot 0.13 \cdot (1 + 0.13)^{25}}{(1 + 0.13)^{25} - 1} = 2'168'522 \text{ soles}$$

### (a3) Calculo de Costos de Energía

Sabemos que la energía perdida para el diámetro de 1.10 metros es:

$$\text{Energía Perdida Anual (Kw-hr)} = (1198.5 \text{ Kw}) \times (365 \text{ días}) \cdot (24 \text{ horas}) = 10'498'552.57 \text{ Kw-hr}$$

Finalmente de la ecuación 4.23 se tiene que el costo de energía pérdida anual (CEP) es **507'835.98 soles**

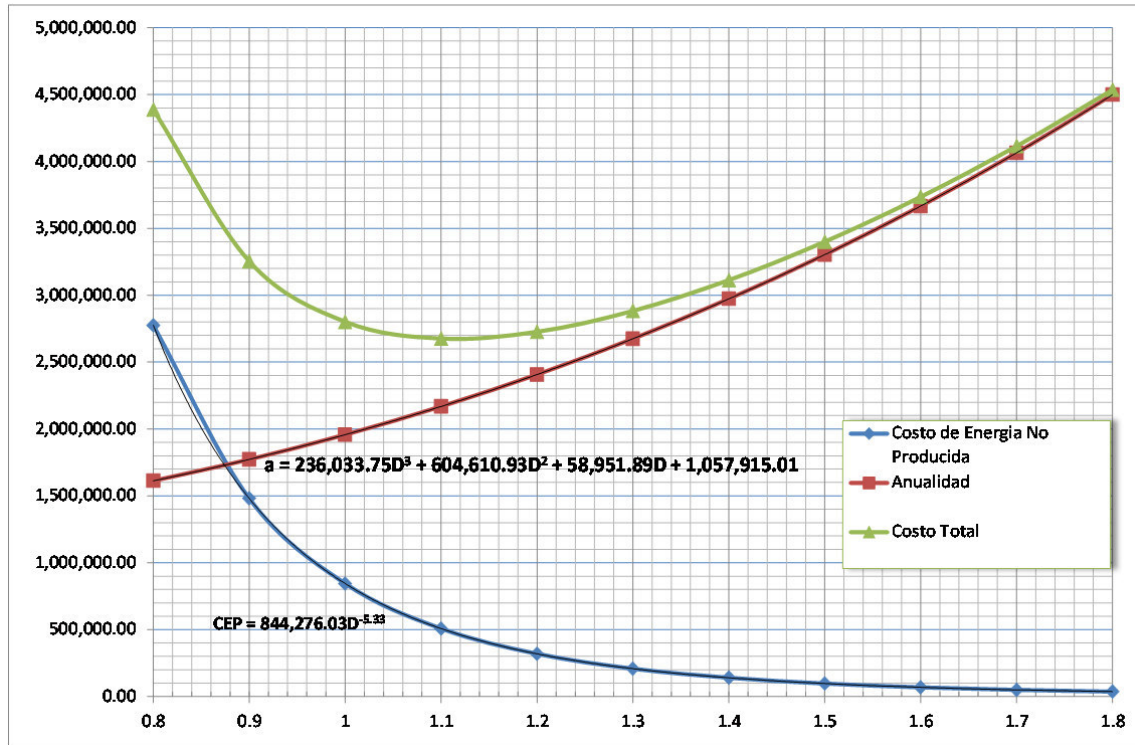
La suma de costos de energía y costos de anualidades da un valor de **2'676'357.98 soles** para el caso de tuberías de diámetro 1.10.

El procedimiento de optimización completo para todos los diámetros comerciales de tuberías de GRP (de 0.80 metros a 1.80 metros) se detalla en el cuadro N° 5.5 y N° 5.6, resultando que el diámetro económico para las tuberías forzadas es de 1.10 metros, tal como se observa en la figura N°5.5.

**CUADRO N° 5.5: CUADRO RESUMEN DE OPTIMIZACIÓN DE TUBERÍAS FORZADAS**

Diámetro (m)	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8
Velocidad (m/s)	5.37	4.24	3.44	2.84	2.39	2.03	1.75	1.53	1.34	1.19	1.06
Perdidas (m)	284.24	151.66	86.46	52.01	32.70	21.34	14.37	9.95	7.05	5.10	3.76
Potencia Perdida (kw)	6,549.98	3,494.83	1,992.44	1,198.46	753.51	491.69	331.16	229.21	162.46	117.58	86.68
Energía Perdida Anual (kw-hr)	57,377,790.11	30,614,725.12	17,453,816.86	10,498,552.57	6,600,706.71	4,307,175.18	2,900,954.33	2,007,876.67	1,423,149.44	1,029,981.68	759,341.36
COSTO ENERGIA ANUAL (\$.)	2,775,478.46	1,480,895.48	844,276.03	507,835.98	319,289.38	208,346.68	140,324.96	97,125.01	68,840.58	49,822.27	36,730.86
Volumen Excavación (m3)	22,398.01	27,064.26	32,145.29	37,641.10	43,551.69	49,877.05	56,617.19	63,772.11	71,341.81	79,326.28	87,725.54
Concreto en Anclajes (m3)	1,204.22	1,714.61	2,352.00	3,130.51	4,064.26	5,167.34	6,453.89	7,938.00	9,633.79	11,555.38	13,716.86
Acero en Anclajes (Kg)	60,211.20	85,730.40	117,600.00	156,525.60	203,212.80	258,367.20	322,694.40	396,900.00	481,689.60	577,768.80	685,843.20
Costo Tubería GRP (\$.)	9,759,729.43	10,433,695.08	11,183,033.90	12,007,745.89	12,907,831.06	13,883,289.40	14,934,120.92	16,060,325.61	17,261,903.47	18,538,854.51	19,891,178.73
Costo Total Excavación (\$.)	72,793.53	87,958.85	104,472.20	122,333.57	141,542.98	162,100.41	184,005.87	207,259.36	231,860.88	257,810.43	285,108.00
Costo Total Concreto (\$.)	438,337.54	624,117.31	856,128.00	1,139,506.37	1,479,389.18	1,880,913.22	2,349,215.23	2,889,432.00	3,506,700.29	4,206,156.86	4,992,938.50
Costo Total Acero (\$.)	264,929.28	377,213.76	517,440.00	688,712.64	894,136.32	1,136,815.68	1,419,855.36	1,746,360.00	2,119,434.24	2,542,182.72	3,017,710.08
Costo Transporte (\$.)	252,766.28	334,900.07	432,613.83	546,865.38	678,506.27	829,219.55	1,000,272.67	1,192,370.80	1,407,557.20	1,646,102.44	1,910,231.79
Costo Total accesorios	1,618,283.41	1,778,682.76	1,964,053.19	2,175,774.58	2,415,210.87	2,683,850.74	2,983,120.51	3,314,362.17	3,679,118.41	4,078,666.04	4,514,575.06
COSTO TOTAL TUBERIA (\$.)	12,406,839.47	13,636,567.83	15,057,741.11	16,680,938.44	18,516,616.68	20,576,189.00	22,870,590.56	25,410,109.94	28,206,574.50	31,269,773.01	34,611,742.16
AMORTIZACION (\$.)	1,612,889.13	1,772,753.82	1,957,506.34	2,168,522.00	2,407,160.17	2,674,904.57	2,973,176.77	3,303,314.29	3,666,854.68	4,065,070.49	4,499,526.48
COSTO TOTAL	4,388,367.59	3,253,649.30	2,801,782.37	2,676,357.98	2,726,449.55	2,883,251.25	3,113,501.74	3,400,439.30	3,735,695.27	4,114,892.77	4,536,257.34

FIGURA 5. 5: CURVA DEL DIÁMETRO OPTIMO TUBERÍA G1 Y G2



Para calcular el diámetro económico mediante las ecuaciones de las gráficas sabemos que derivando en función del diámetro la suma de las ecuaciones de amortizaciones y pérdidas de energía e igualando a cero se tiene que:

$$\frac{\partial a}{\partial D} + \frac{\partial CEP}{\partial D} = \frac{\partial(236033.75D^3 + 604610.93D^2 + 58951.89D + 1057915.01)}{\partial D} + \frac{\partial(844276.0D^{-5.33})}{\partial D} = 0$$

La solución a esta ecuación da como resultado el diámetro más económico 1.10 metros.



**CUADRO N° 5.6: CUADRO DETALLADO DE OPTIMIZACIÓN DEL DIÁMETRO DE LAS TUBERÍAS FORZADA**

		DATOS HIDRAULICOS										DATOS DE COSTOS										364 S/./m3 0.12 S/./kg		
		PESO DE ESPECIFICO DEL AGUA : γ										Costo de concreto												
		CAUDAL: Q										Costo de acero corrugado												
		ALTURA BRUTA: h										r (tasa de intereses)												
		LONGITUD GRP: L										numero de años												
		RENDIMIENTO TOTAL n										tasa de amortizacion												
		COEF. DE RUGOSIDAD GRP: n										Costo flete										0.2000 Flete/kg		
		γ TUBERIA DE GRP										Tipo de cambio										2.7800		
		FACTOR DE PLANTA										costo de energia										0.06 S/-kilowatio-hora		
												Cuantia de Acero										50 kg/m3		
												Costo Promedio de Excavación										3.25 S/./m3		
A1	Diámetro	m	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8											
	TUBERIA DE GRP																							
	Longitudes																							
	Longitud GRP - 6 bar																							
	Longitud GRP - 10 bar																							
	Longitud GRP - 16 bar																							
	Longitud GRP - 20 bar																							
	Longitud GRP - 25 bar																							
	Longitud GRP - 32 bar																							
	Precio por ml																							
	6																							
	10																							
	16																							
	20																							
	25																							
	32																							
	Excavación																							
	GRP - 6 bar																							
	GRP - 10 bar																							
	GRP - 16 bar																							
	GRP - 20 bar																							
	GRP - 25 bar																							
	GRP - 32 bar																							
	Numero de Anclajes																							
	GRP - 6 bar																							
	GRP - 10 bar																							
	GRP - 16 bar																							
	GRP - 20 bar																							
	GRP - 25 bar																							
	GRP - 32 bar																							
	Concreto En Anclajes																							
	GRP - 6 bar																							
	GRP - 10 bar																							
	GRP - 16 bar																							
	GRP - 20 bar																							
	GRP - 25 bar																							
	GRP - 32 bar																							
	AceroEn Anclajes																							
	GRP - 6 bar																							
	GRP - 10 bar																							
	GRP - 16 bar																							
	GRP - 20 bar																							
	GRP - 25 bar																							
	GRP - 32 bar																							
	Espesor																							
	GRP - 6 bar																							
	GRP - 10 bar																							
	GRP - 16 bar																							
	GRP - 20 bar																							
	GRP - 25 bar																							
	GRP - 32 bar																							
	Costo tubería de GRP																							
	GRP - 6 bar																							
	GRP - 10 bar																							
	GRP - 16 bar																							
	GRP - 20 bar																							
	GRP - 25 bar																							
	GRP - 32 bar																							
	Costo total tubería																							
	Costo Excavación																							
	GRP - 6 bar																							
	GRP - 10 bar																							
	GRP - 16 bar																							
	GRP - 20 bar																							
	GRP - 25 bar																							
	GRP - 32 bar																							
	Costo total Excavación																							
	Costo Concreto																							
	GRP - 6 bar																							
	GRP - 10 bar																							
	GRP - 16 bar																							
	GRP - 20 bar																							
	GRP - 25 bar																							
	GRP - 32 bar																							
	Costo total Concreto																							
	Costo Acero Corrugado																							
	GRP - 6 bar																							
	GRP - 10 bar																							
	GRP - 16 bar																							
	GRP - 20 bar																							
	GRP - 25 bar																							
	GRP - 32 bar																							
	Costo Total Acero Corugado																							
	Costo Flete																							
	Flete Tubería GRP P=6 bar																							
	Flete Tubería GRP P=10 bar																							
	Flete Tubería GRP P=16 bar																							
	Flete Tubería GRP P=20 bar																							
	Flete Tubería GRP P=25 bar																							
	Flete Tubería GRP P=32 bar																							
	Flete concreto P=6 bar																							
	Flete concreto P=10 bar																							
	Flete concreto P=16 bar																							
	Flete concreto P=20 bar																							
	Flete concreto P=25 bar																							
	Flete concreto P=32 bar																							
	Flete de acero P=6 bar																							
	Flete de acero P=10 bar																							
	Flete de acero P=16 bar																							
	Flete de acero P=20 bar																							
	Flete de acero P=25 bar																							
Flete de acero P=32 bar																								
Costo de flete GRP																								
COSTO TOTAL TUBERIA GRP																								
VALVULAS Y ACCESORIOS																								
COSTO TOTAL TUBERIA FORZADA																								
AMORTIZACION																								
Energia Perdida Anual																								
COSTO ENERGIA PERDIDA																								
COSTO TOTAL																								



### 5.3.2.2 Pérdidas de Carga.

Ya definido el diámetro como 1.10 m. en la tubería forzada G1, entonces para el caudal de 2,7 m<sup>3</sup>/s tendremos una velocidad de 2.841m/s.

A lo largo del desarrollo de la tubería forzada se tendrá tres tramos, el tramo más largo es una tubería de GRP de 1.10 m luego cerca a la casa de máquinas tendremos un tramo de tubería de acero telescópica con dos diámetros de 1.10 y 0.9 metros.

#### a) Pérdidas en la entrada.

Se define una entra con un coeficiente de perdida (Ver Figura N°4.7) de 0.2 m.

$$h_E = \xi_E \frac{V^2}{2g} = (0.2) \frac{2.84 \frac{m}{s}}{2(9.81)} = 0.082 m$$

#### b) Pérdidas en los codos. (Ver plano 4)

Del perfil de tubería tenemos los siguientes codos y aplicando las ecuaciones 4.30 y 4.31, considerando las curvas de la figura N° 4.9 se tiene el siguiente cuadro

CUADRO N° 5.7: CUADRO RESUMEN DE PÉRDIDAS DE CARGA POR CODOS EN TUBERÍA FORZADA G1

# Codos	Angulo	K	Kci	$K.V^2/(2g)$	Tipo Codo
PI1	21° 55' 38"	0.4	<b>0.2</b>	0.082	Horizontal
PV1-PI2	24° 9' 1"	0.45	<b>0.225</b>	0.093	Compuesto
PV2	5° 33' 27"	0.1	<b>0.05</b>	0.021	Vertical
PI4	13° 23' 7"	0.34	<b>0.17</b>	0.070	Horizontal
PV3	0° 30' 15"	0.01	<b>0.005</b>	0.002	Vertical
PV4	8° 4' 24"	0.18	<b>0.09</b>	0.037	Vertical
PI6	22° 59' 6"	0.4	<b>0.2</b>	0.082	Horizontal
PV5-PI7	22° 27' 11"	0.4	<b>0.2</b>	0.082	Compuesto
PI8	18° 15' 51"	0.36	<b>0.18</b>	0.074	Horizontal
PV6-PI9	13° 26' 28"	0.34	<b>0.17</b>	0.070	Compuesto
PI11	10° 12' 34"	0.2	<b>0.1</b>	0.041	Horizontal
PV7-P12	19° 17' 39"	0.39	<b>0.195</b>	0.080	Compuesto
PI13	22° 37' 57"	0.4	<b>0.2</b>	0.082	Horizontal
PV8	0° 2' 4"	0.01	<b>0.005</b>	0.002	Vertical
PV9-PI14	15° 9' 45"	0.33	<b>0.165</b>	0.068	Compuesto
PI15	6° 18' 39"	0.15	<b>0.075</b>	0.031	Horizontal
PV10	2° 51' 4"	0.05	<b>0.025</b>	0.010	Vertical
PI16	7° 47' 4"	0.15	<b>0.075</b>	0.031	Horizontal
PV11	4° 31' 42"	0.12	<b>0.06</b>	0.025	Vertical
PI17	14° 20' 38"	0.32	<b>0.16</b>	0.066	Horizontal
PV12-PI18	20° 31' 43"	0.4	<b>0.2</b>	0.082	Compuesto
PV13-PI19	18° 48' 53"	0.36	<b>0.18</b>	0.074	Compuesto
PV14-PI21	20° 38' 34"	0.4	<b>0.2</b>	0.082	Compuesto
PV15	2° 1' 59"	0.05	<b>0.025</b>	0.010	Vertical
PV16-PI23	43° 22' 29"	0.66	<b>0.33</b>	0.136	Compuesto
PI24	21° 5' 37"	0.41	<b>0.205</b>	0.084	Horizontal

PV17	1° 56' 50"	0.03	<b>0.015</b>	0.006	Vertical
PI26	15° 45' 29"	0.33	<b>0.165</b>	0.068	Horizontal
PV18	0° 0' 0"	0	<b>0</b>	0.000	Vertical
PI28	16° 30' 19"	0.34	<b>0.17</b>	0.070	Horizontal
PV19	0° 52' 15"	0.01	<b>0.005</b>	0.002	Vertical
PV20	6° 9' 10"	0.15	<b>0.075</b>	0.031	Vertical
PI30	14° 30' 16"	0.32	<b>0.16</b>	0.066	Horizontal
PI31	17° 50' 56"	0.35	<b>0.175</b>	0.072	Horizontal
PV21-PI32	15° 15' 2"	0.33	<b>0.165</b>	0.068	Compuesto
PI33	29° 59' 31"	0.51	<b>0.255</b>	0.105	Horizontal
PV22	0° 24' 24"	0.01	<b>0.005</b>	0.002	Vertical
PV23	5° 22' 12"	0.1	<b>0.05</b>	0.021	Vertical
PV24-PI35	15° 31' 45"	0.33	<b>0.165</b>	0.068	Compuesto
PV25-PI36	22° 54' 6"	0.42	<b>0.21</b>	0.086	Compuesto
PI37	11° 30' 41"	0.21	<b>0.105</b>	0.043	Horizontal
PV26-PI38	11° 7' 55"	0.21	<b>0.105</b>	0.043	Compuesto
PV27	1° 5' 19"	0.03	<b>0.015</b>	0.006	Vertical
PV28	10° 34' 31"	0.2	<b>0.1</b>	0.041	Vertical
PV29	0° 45' 23"	0.01	<b>0.005</b>	0.002	Vertical
PV30	4° 5' 2"	0.12	<b>0.06</b>	0.025	Vertical
PV31	2° 31' 30"	0.05	<b>0.025</b>	0.010	Vertical
PV32-PI42	21° 43' 7"	0.4	<b>0.2</b>	0.082	Compuesto
PI43	20° 36' 19"	0.4	<b>0.2</b>	0.082	Horizontal
PV33-PI44	9° 20' 47"	0.19	<b>0.095</b>	0.039	Compuesto
PV34-PI45	38° 56' 19"	0.63	<b>0.315</b>	0.130	Compuesto
PI46	47° 35' 38"	0.7	<b>0.35</b>	0.144	Horizontal
PV35-PI47	27° 31' 23"	0.48	<b>0.24</b>	0.099	Compuesto
PI49	10° 1' 21"	0.2	<b>0.1</b>	0.041	Horizontal
PV36-PI50	43° 9' 15"	0.66	<b>0.33</b>	0.136	Compuesto
PI51	6° 27' 19"	0.15	<b>0.075</b>	0.031	Horizontal
PI52	21° 20' 5"	0.4	<b>0.2</b>	0.082	Horizontal
PV37	0° 31' 17"	0.01	<b>0.005</b>	0.002	Vertical
PI53	9° 48' 56"	0.19	<b>0.095</b>	0.039	Horizontal
PI54	24° 54' 10"	0.45	<b>0.225</b>	0.093	Horizontal
PV38-PI55	50° 26' 58"	0.75	<b>0.375</b>	0.154	Compuesto
PI56	33° 59' 36"	0.56	<b>0.28</b>	0.115	Horizontal
PV39-PI57	40° 32' 0"	0.4	<b>0.2</b>	0.082	Compuesto
PI58	13° 41' 51"	0.34	<b>0.17</b>	0.070	Horizontal
PI59	39° 49' 46"	0.39	<b>0.195</b>	0.080	Horizontal
PV40-PI60	22° 44' 5"	0.42	<b>0.21</b>	0.086	Compuesto
PI61	21° 57' 42"	0.4	<b>0.2</b>	0.082	Horizontal
PV41-PI62	14° 29' 55"	0.32	<b>0.16</b>	0.066	Compuesto
PV42	3° 51' 1"	0.07	<b>0.035</b>	0.014	Vertical
PI63	17° 37' 20"	0.35	<b>0.175</b>	0.072	Horizontal
PV43-PI64	25° 18' 32"	0.47	<b>0.235</b>	0.097	Compuesto
PV44-PI65	30° 5' 29"	0.55	<b>0.275</b>	0.113	Compuesto

PV45-PI66	30° 54' 7"	0.55	<b>0.275</b>	0.113	Compuesto
PV46-PI67	59° 59' 30"	0.51	<b>0.255</b>	0.105	Compuesto
PI68	67° 3' 47"	0.87	<b>0.435</b>	0.179	Horizontal
PI69	16° 46' 18"	0.34	<b>0.17</b>	0.070	Horizontal
PV47-PI70	28° 3' 38"	0.49	<b>0.245</b>	0.101	Compuesto
PV48-PI71	17° 45' 27"	0.35	<b>0.175</b>	0.072	Compuesto
PV49	5° 42' 38"	0.12	<b>0.06</b>	0.025	Vertical
PV50-PI72	19° 31' 51"	0.39	<b>0.195</b>	0.080	Compuesto
PV51-PI74	20° 50' 37"	0.4	<b>0.2</b>	0.082	Compuesto
PV52-PI75	29° 8' 39"	0.54	<b>0.27</b>	0.111	Compuesto
PV53	5° 30' 2"	0.1	<b>0.05</b>	0.021	Vertical
	90° 0' 0"	1	<b>0.5</b>	0.206	Horizontal
<b>TOTAL</b>				<b>5.550</b>	

Por lo que la pérdida total por codos o cambios de dirección es 5.55 m.

**c) Perdidas por estrechamiento.**

Existen dos estrechamientos (1.10m a 0.9m y de 0.9m a 0.7m) a lo largo de la tubería G1 ubicados en la llegada de esta a la casa de Máquinas. Entonces para ambos estrechamientos aplicamos la ecuación 4.35.

**Estrechamiento 1 (1.10 a 0.9 m)**

$$h_{estr1} = \xi_e \frac{V^2}{2g} = C \left(1 - \frac{F2}{F1}\right)^2 \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.5 \left(1 - \frac{0.64}{0.95}\right)^2 \cdot \frac{4.24^2}{2(9.81)} = 0.049m$$

**Estrechamiento 2 (0.9a 0.7 m)**

$$h_{estr2} = \xi_e \frac{V^2}{2g} = C \left(1 - \frac{F2}{F1}\right)^2 \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.5 \left(1 - \frac{0.380}{0.64}\right)^2 \cdot \frac{7.105^2}{2(9.81)} = 0.212 m$$

Por lo que las pérdidas totales por estrechamiento son 0.261 metros.

**d) Perdidas por válvula.**

Se elige la válvula mariposa y se considera un coeficiente de 0.3 aplicando la ecuación 4.34.

$$h_v = \xi_v \frac{V^2}{2g} = 0.3 \cdot \frac{7.015^2}{2(9.81)} = 0.772m$$

**e) Perdidas por fricción.**

Tal como se indica líneas arriba se consideran tres tramos para el cálculo de las pérdidas, características que se mencionan en la figura N° 5.6.

FIGURA 5. 6: ESQUEMA Y CARACTERÍSTICAS DE TUBERÍA FORZADA G1

Tub. GRP	Tub. Acero	
6415.2 m	11.2 m	4.6 m
D=1.1	D=1.1	D=0.9
n=0.010	n=0.013	



Aplicando la ecuación 4.33 en los tres tramos tenemos que

$$h_{fricc(tramo\ 1)} = \frac{6.35(0.01)^2(2.84m/s)^2}{(1.1m)^{\frac{4}{3}}}(6415.2\ m) = 28.938\ m$$

$$h_{fricc(tramo\ 2)} = \frac{6.35(0.013)^2(2.84m/s)^2}{(1.1m)^{\frac{4}{3}}}(11.2\ m) = 0.085\ m$$

$$h_{fricc(tramo\ 3)} = \frac{6.35(0.013)^2(4.24m/s)^2}{(1.1m)^{\frac{4}{3}}}(4.6\ m) = 0.102\ m$$

Finalmente se tiene que las pérdidas por fricción y por accesorios son las siguientes.

$$h_{friccion} = hf1 + hf2 + hf3 = 28.938\ m + 0.085\ m + 0.102\ m = 29.125\ m$$

$$h_{facc} = hE + \Delta hk + hestr + hv = 0.082m + 5.55\ m + 0.261m + 0.772m = 6.665\ m$$

$$h_{total} = h_{friccion} + h_{facc} = 29.125 + 6.665 = 35.8\ m$$

### 6.3.2.3 Análisis de Golpe de Ariete.

La velocidad de onda “C” que se presenta en la tubería G1 generalmente se calcula con la ecuación (4.42).

Pero en este caso se toma la celeridad ya estudiada y definida por los fabricantes de este tipo de tuberías valores que se muestran en el cuadro 15.

Consideraremos la celeridad de 615 m/s en nuestros cálculos entonces procedemos hallar el tiempo crítico el cual se halla con la ecuación (4.43).

$$Tc = \frac{2L}{C} = \frac{2(6431.01m)}{(615\ m/s)} = 19.91s$$

CUADRO N° 5.8: VALORES DE CELERIDAD RECOMENDADOS PARA TUBERÍAS DE GRP

DN	300-400	450-800	900-2500
Metro/Segundo			
<b>SN 2500</b>			
PN6	365	350	340
PN10	435	420	405
PN16	500	490	480
<b>SN 5000</b>			
PN6	405	380	370
PN10	435	420	410
PN16	505	495	480
PN25	575	570	560
<b>SN 10000</b>			
PN6	420	415	410
PN10	435	425	415
PN16	500	495	485
PN25	580	570	560
PN32	620	615	615

Fuente: Guía de Producto FLOWTITE

Por regla de operación de las válvulas se tomara un cierre de válvula ( $T_{MCB}$ ) de 20 segundos por lo que estamos ante una maniobra de Cierre lento ya que se tiene que  $T_{MCB} < \frac{2L}{c}$ , por lo que usaremos MICHAUD para hallar la sobrepresión máxima.

$$\Delta h = \frac{2 \cdot L \cdot V}{g \cdot T_{MLC}} = \frac{2 \cdot (6431.01\text{m}) \cdot (2.84 \text{ m/s})}{(9.81 \text{ m/s}^2) \cdot (20 \text{ seg})} = 186.251 \text{ m}$$

De los cálculos efectuados podemos apreciar que la sobrepresión por golpe de ariete en ambas tuberías de presión es de orden del 80% de la carga bruta, la cual se tiene en cuenta en el cálculo de la clase de tuberías de GRP a utilizar.

A fin de garantizar que el golpe de ariete no afecte a la tubería forzada se ha visto por conveniente colocar una válvula de alivio de presión al Final de la tubería de presión, antes de su ingreso a la casa de máquina.

La válvula de alivio de presión tiene certificación de garantía de funcionamiento otorgado por el fabricante en el caso hipotético que esta fallara, la tubería está preparada para resistir la sobrepresión.

El tiempo de actuación o de disparo de las válvulas de alivio de presión es del orden de fracción de segundo, es decir, casi instantáneo además de que la válvula puede ser seteada o fijada para iniciar su funcionamiento al presentarse un valor de hasta 20% más de la presión estática.

#### a) Simulación de Golpe de Ariete.

Complementariamente usamos el software WATER HAMMER, para simular el régimen de variaciones de sobrepresiones que se presentaran al ocurrir un cierre de la válvula de admisión de la turbina, este software basa su metodología en base al **Método de las Características**, método más adecuado para resolver rigurosamente las ecuaciones de continuidad y Momentum del fenómeno transiente.

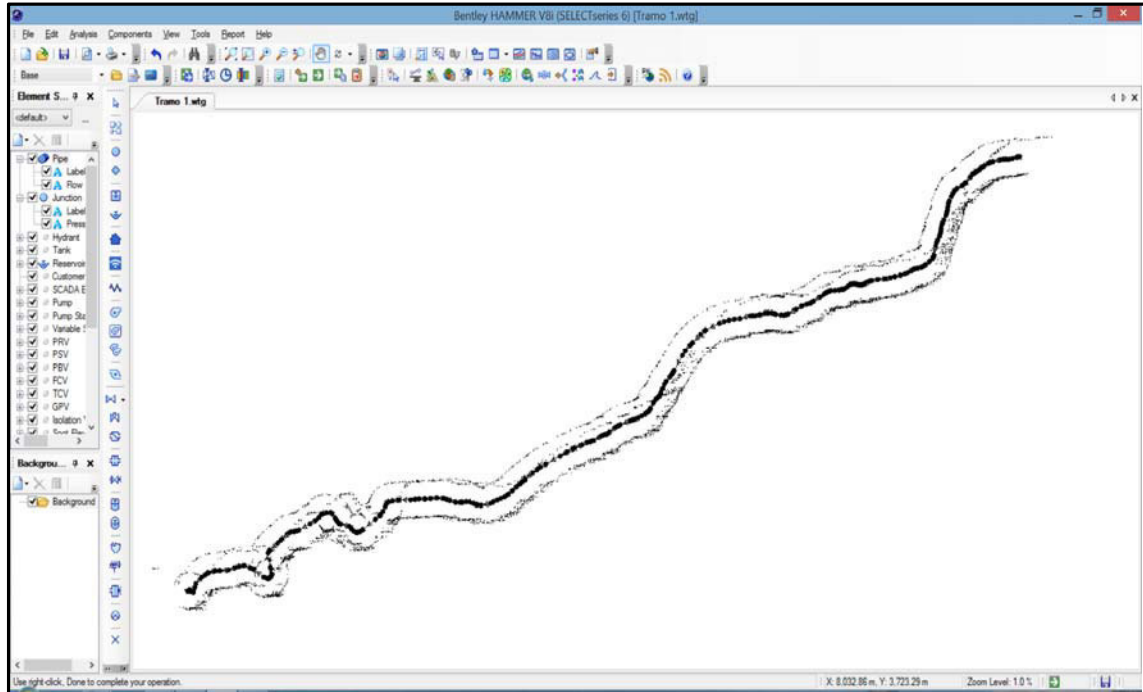
Los casos modelados para la tubería G1 serán:

- Simulación en régimen transitorio sin válvula de alivio de presión.
- Simulación en régimen transitorio con válvula de alivio de presión.

Describiremos el procedimiento para realizar la simulación del fenómeno de transiente.

- **Ingreso del esquema de obras:** Se realiza importando el archivo mediante cualquier programa sea AutoCAD y Arcgis.

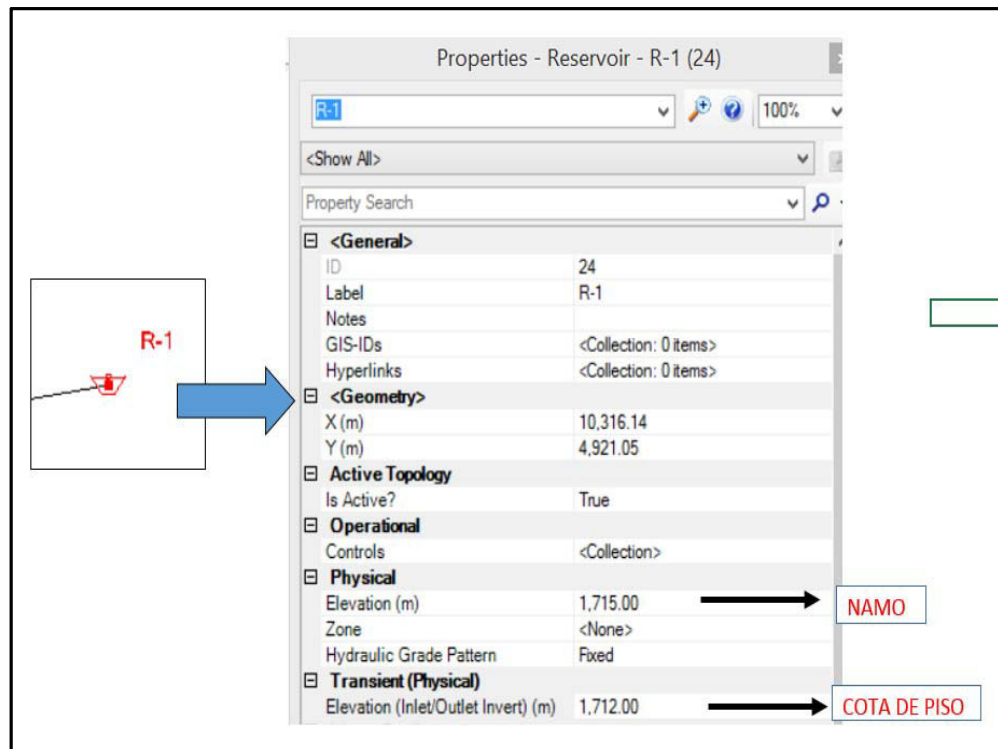
FIGURA 5. 7: ESQUEMA DE CONFIGURACIÓN



Una vez ingresado el esquema se procede a meter los datos de cada componente del esquema.

- **Ingreso de datos del reservorio al inicio de la tubería forzada:** Nivel de Operación y cota de ubicación de reservorio.

FIGURA 5. 8: INGRESO DE DATOS DE RESERVOIRIO INICIAL



- **Ingreso de datos de los nodos (codos) de toda la tubería forzada G1:** básicamente es el ingreso de la elevación de cada nodo.

FIGURA 5. 9: INGRESO DE DATOS DE NODOS (Codos)

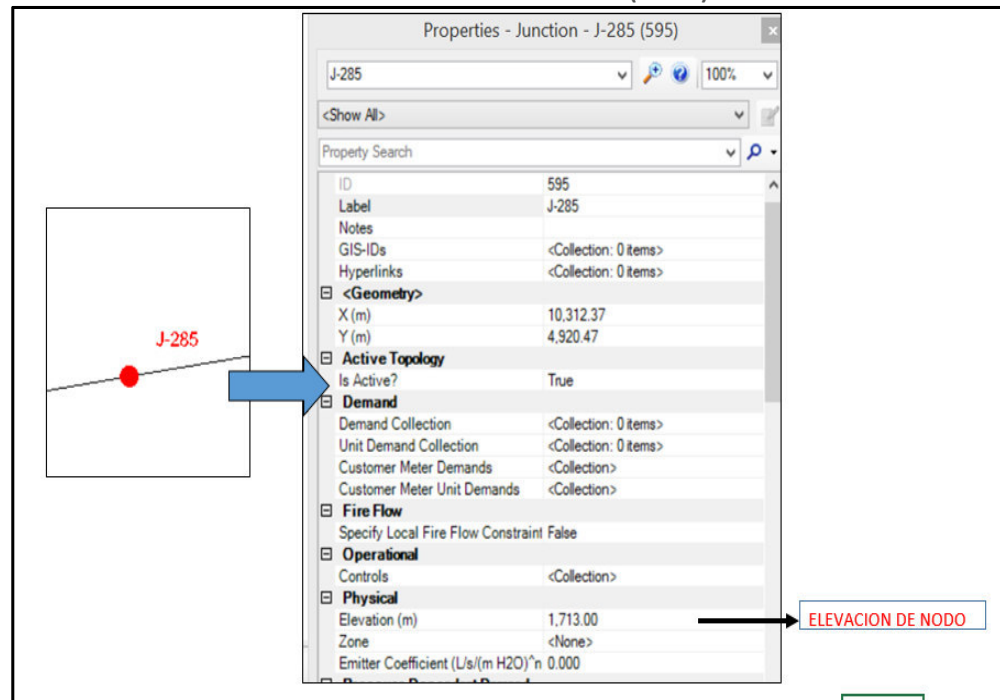
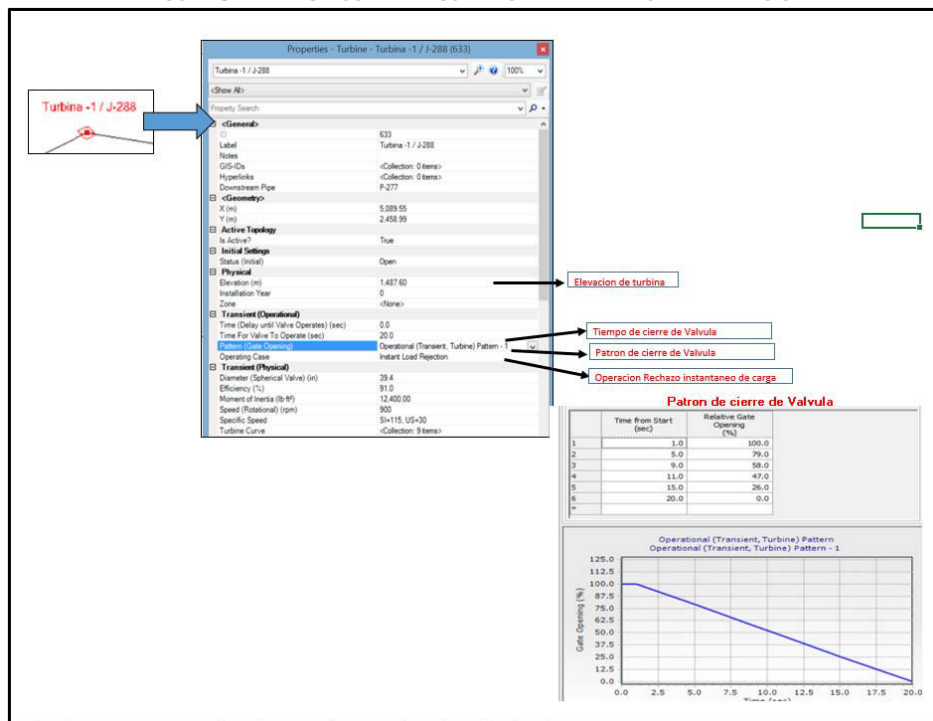


FIGURA 5. 10: CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LAS TUBERÍAS DE GRP

Material Properties	
Label	GRP
Notes	Tubería 1100mm, 32bar
Kutter's n	0.010
Manning's n	0.009
Hazen-Williams C	150.0
Roughness Height (mm)	0.0290
Young's Modulus (MPa)	30,260.0
Poisson's Ratio (%)	0.3

- **Ingreso de datos de la turbina y válvula de admisión:** En esta parte se ingresaran todo los datos de la turbina así como características física y de funcionamiento y operación de la válvula de admisión a la turbina (cierre lineal).
  - Tiempo de operación de válvula: Tiempo de cierre de la válvula.
  - Patrón de funcionamiento de la válvula. Variación de apertura de la válvula con el tiempo
  - Tipo de Operación de Válvula: Opciones: rechazo instantáneo de carga, rechazo de carga, Variación de carga.
  - Diámetro (Válvula): El diámetro de la válvula.
  - Eficiencia: La eficiencia de la turbina. Típicamente se toma un 90%.
  - Momentos de Inercia
  - Velocidad de Rotación.
  - Velocidad específica.
  - Elevación.

FIGURA 5. 11: INGRESO DE DATOS DE TURBINA Y VÁLVULA DE ADMISIÓN

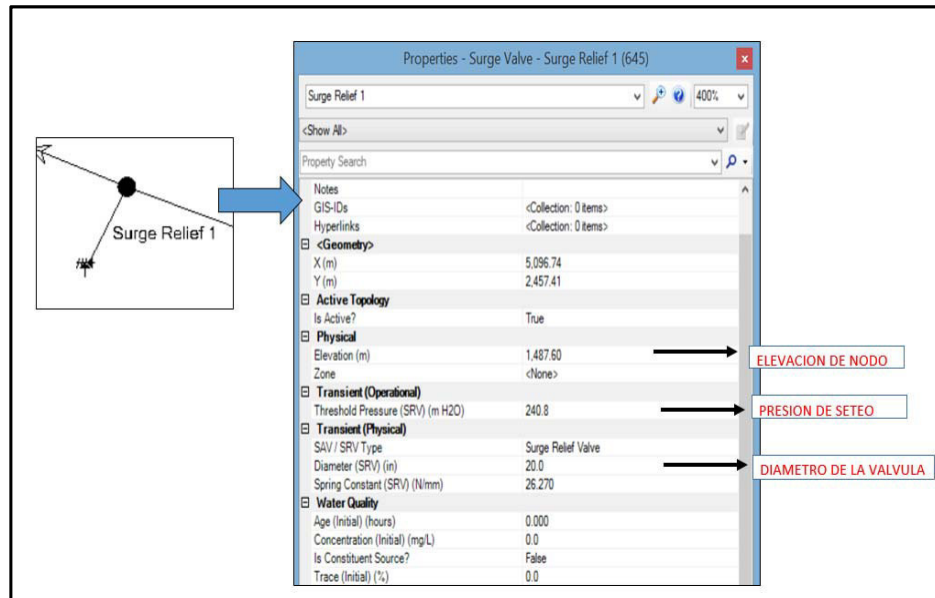


- **Ingreso de datos de la válvula de alivio de presión (solo para el caso de uso de válvula):** Los valores más importantes a definir son la elevación, diámetro y la



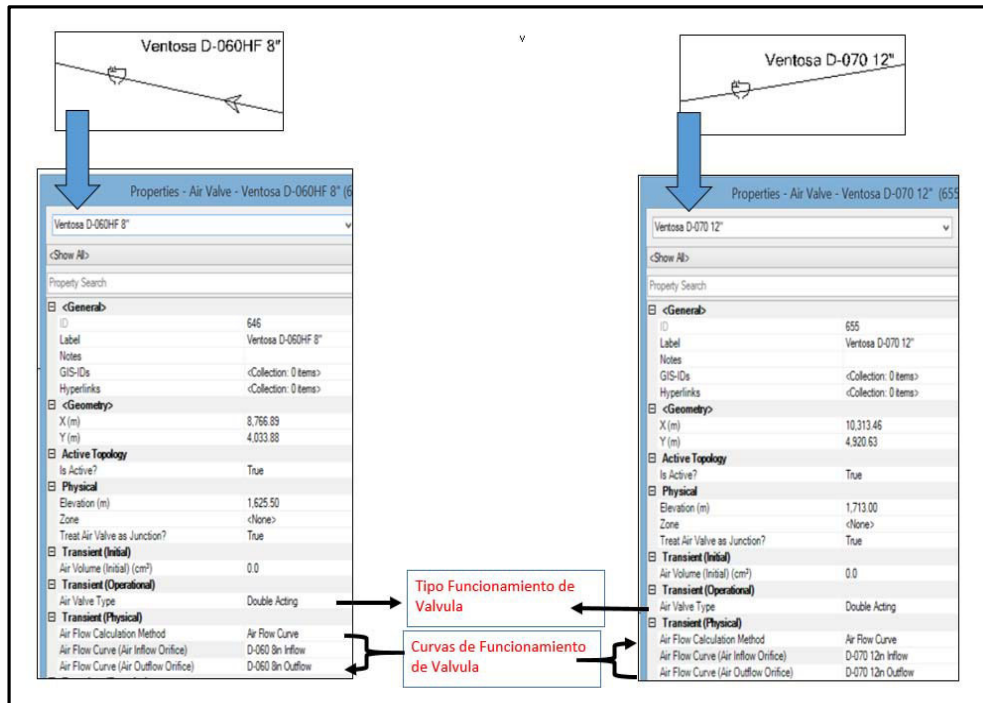
presión de seteo o presión límite en la cual la válvula funcionara (se considerara 240.8)

FIGURA 5. 12: INGRESO DE DATOS DE LA VÁLVULA ALIVIO DE PRESIÓN



- **Ingreso de datos de la válvula de aire):** Necesita que se definan la elevación y curvas de funcionamiento de la válvula tanto para ingreso como para salida de aire que son datos indicados por el fabricante generalmente.

FIGURA 5. 13: INGRESO DE DATOS DE VÁLVULA DE AIRE



Después de ingresar todos los datos mencionados líneas arriba se hace la corrida de la simulación en régimen transitorio.

Como resultados se muestra las gráficas de las sobrepresiones máximas y mínimas que se presentan en cada tramo y un cuadro comparativo de las sobrepresiones calculadas por Michaud y las sobrepresiones máximas que resultan de la simulación mediante el Water Hammer.

FIGURA 5. 14: PERFILES DE SOBREPRESIONES MÁXIMAS Y MÍNIMAS – SIN PROTECCIÓN

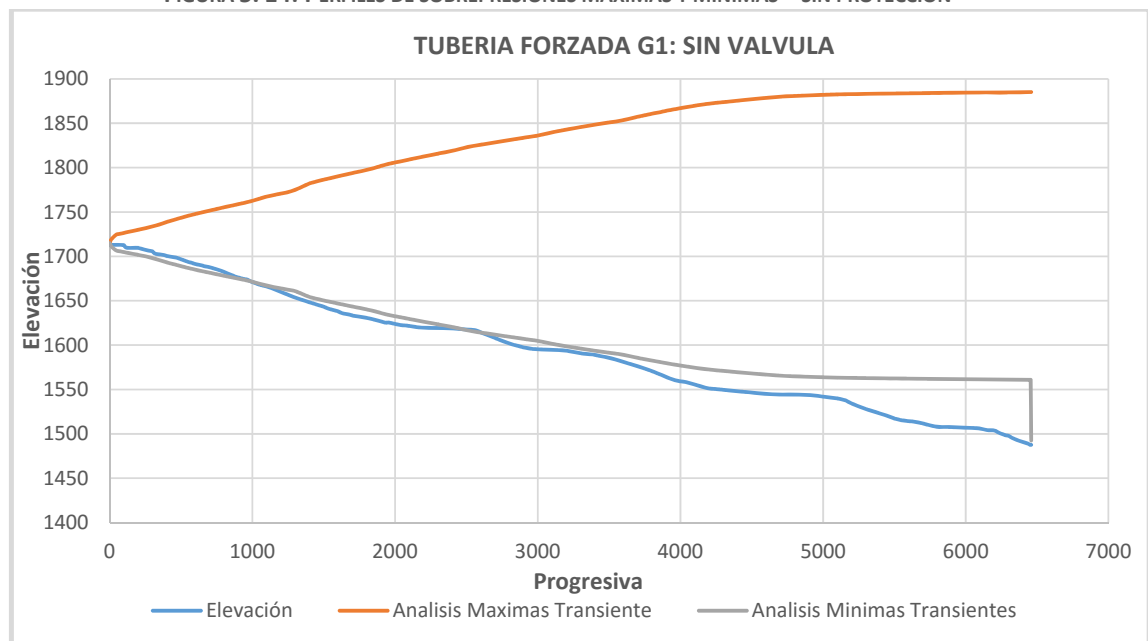
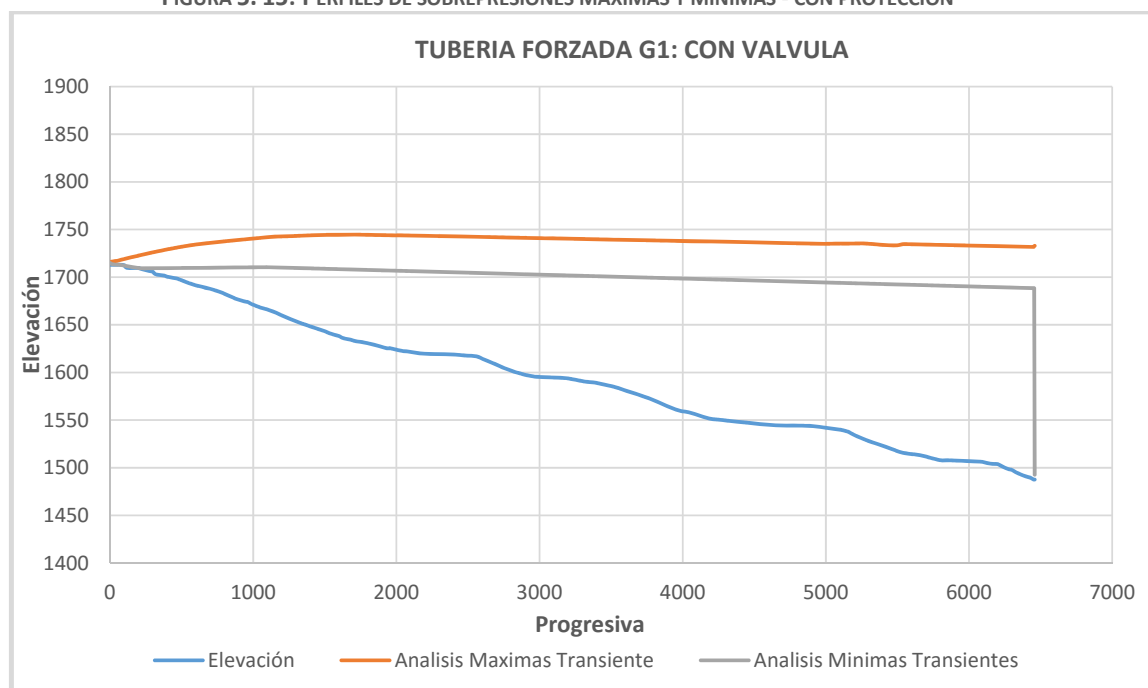


FIGURA 5. 15: PERFILES DE SOBREPRESIONES MÁXIMAS Y MÍNIMAS - CON PROTECCIÓN



CUADRO N° 5.9: CUADRO COMPARATIVO DE SOBREPRESIONES OBTENIDAS EN LA TUBERÍA FORZADA G1

MODELACION HIDRAULICA TUBERIA FORZADA DEL G1		
	SIN VALVULA	CON VALVULA
ALTURA BRUTA	230.64	230.64
MODELACION HAMMER		
ALTURA SOBREPRESION MAXIMA (mH2O)	396.80	244.10
% DE SOBREPRESION	72	6
ALTURA SOBREPRESION MINIMA (mH2O)	-8.20	-0.40
MICHAUD		
ALTURA SOBREPRESION MAXIMA (mH2O)	416.89	
% DE SOBREPRESION	81	

De la simulación se observa que:

- En ambas simulaciones se comprueba que las máximas sobrepresiones que se presentan ocurren justo antes de la válvula.
- En la Simulación 1 (caso sin válvula de alivio), se comprueba que las sobrepresiones máximas que se presentan a lo largo de la tubería forzada, están en el orden de los 80% tal como ocurrió con la fórmula de Michaud.
- Para el caso 2 (uso de válvula de alivio de presión), se reduce notablemente el efecto de golpe de ariete a valores muy bajos (aproximadamente 6% de sobrepresión). Garantizándose la protección del sistema ante un cierre de válvula.
- Asimismo se considera necesaria ubicar una válvula de aire en el tramo superior de la tubería de presión de cada central, para controlar las supresiones que se presentan en el tramo.

Ante el caso hipotético que no funcione la válvula alivio de presión, se sabe que la tubería de GRP tiene la capacidad de soportar hasta 40% más de la presión nominal.

#### 5.3.2.4 Calculo de tramos de la tubería forzada G1

Siguiendo la ecuación 4.48, procederemos a determinarlas presiones estáticas admisibles reducidas (H) para cada clase de tubería, se encuentran longitudes de tramos por cada clase a partir del perfil longitudinal de la tubería. Del cálculo de golpe de ariete se obtiene que:

Para generador 1: 80 % de la H Estática Bruta

CUADRO N° 5.10: DISTRIBUCIÓN DE TUBERÍA FORZADA G1 POR CLASE

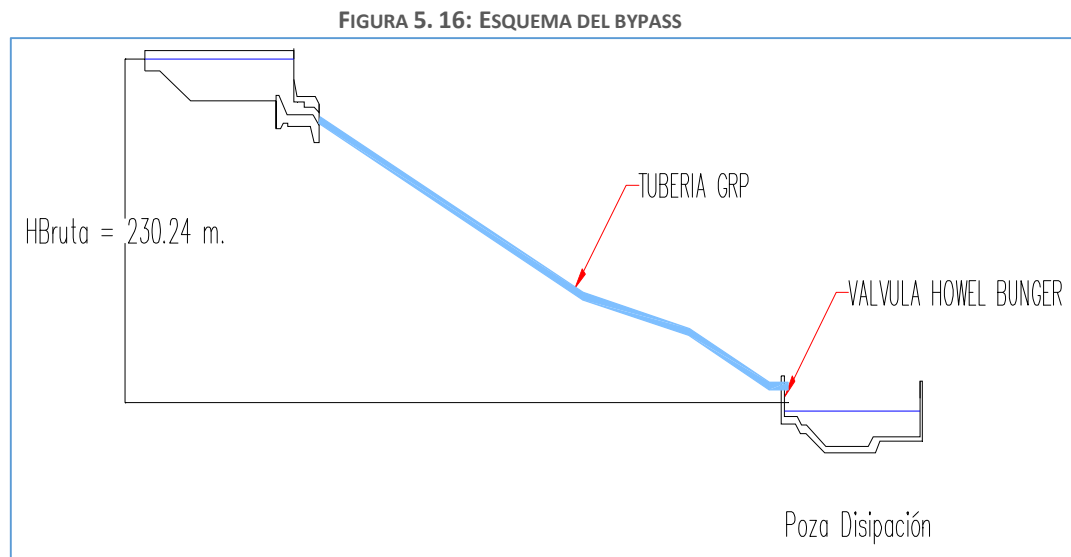
CLASE PN (Bar)	PN Presión Nominal (m)	(H) Presión Estática Admisible Reducida (Bar)	Longitud (m)
6	60	46.67	1073.94
10	100	77.78	566.44
16	160	124.44	1753.39
20	200	155.56	612.48
25	250	194.44	1464.02
32	320	248.89	960.73
			<b>6431</b>

### 5.3.2.5 Estructura By Pass G1.

El By-Pass consistirá en una ramal de tubería de 0.40m de diámetro que terminó en dos válvulas en serie, una válvula tipo Howell-Bunger (Chorro Hueco) y una tipo mariposa de inmediatamente antes de aquella.

Para el análisis de las válvulas, debe tomarse la carga hidráulica neta mínima a la que estarán sometidas, de manera que de acuerdo a los cálculos hidráulicos realizados, cuando el nivel del NAMO se encuentra a la cota 1715.00 msnm, y tenemos una cota aprox. de la válvula de 1484.76. Resultando una carga neta de 230.24m a la cual se le debe descontar las pérdidas de los accesorios de la tubería de GRP de diámetro 1.10, sumándose el pequeño tramo de tubería de acero de 0.70 m.

Tenemos las siguientes características tanto para el tramo de GRP como para los 2 tramos de tubería de acero.



#### **Tramo 1(Tubería GRP)**

D= 1.1 m.  
 $n$  (GRP)= 0.010  
 L= 6415.2 m.  
 $V$ = 2.841 m/s.

#### **Tramo 2 (Tubería Acero)**

D= 1.1 m.  
 $n$  (Acero)= 0.013  
 L= 15.1 m.  
 $V$ = 2.841 m/s.

#### **Tramo 3 (Tubería Acero)**

D= 0.7 m.  
 $n$  (Acero)= 0.013  
 L= 20.85 m.  
 $V$ = 7.016 m/s.

Para el cálculo de las pérdidas de carga se usaran algunos resultados ya usados anteriormente ya que en el análisis se partirá del NAMO en reservorio-cámara de carga

**a) Perdidas en la entrada.**

Se considera el mismo valor hallado:  $h_E = 0.082 \text{ m}$

**b) Perdidas en los codos.**

Se consideran las mismas perdidas por cambio de dirección se restara las pérdidas causadas por el ultimo codo de  $90^\circ$  pues no tendrá ningún efecto cuando el flujo vaya por el bypass, como se observa en el plano de la casa de máquinas adjunto.

Por lo que la pérdida total por codos o cambios de dirección es  $5.55 \text{ m} - 0.206 \text{ m}$ .

$$h_k = 5.344 \text{ m}$$

**c) Perdidas por estrechamiento.**

Existen del estrechamiento (1.10m a 0.7 m) a lo largo de la tubería G1 ubicados en la llegada de esta a la casa de Maquinas. Entonces para ambos estrechamientos aplicamos la ecuación 4.35.

**Estrechamiento 1 (1.10 a 0.7 m)**

$$h_{estr1} = \xi_e \frac{V^2}{2g} = C \left(1 - \frac{F2}{F1}\right)^2 \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.5 \left(1 - \frac{0.38}{0.95}\right)^2 \cdot \frac{7.016^2}{2(9.81)} = 0.452 \text{ m}$$

**d) Perdidas por válvula.**

Se elige la válvula mariposa y se considera un coeficiente de 0.3 aplicando la ecuación 4.34.


$$h_v = \xi_v \frac{V^2}{2g} = 0.3 \cdot \frac{7.015^2}{2(9.81)} = 0.772 \text{ m}$$

**e) Perdidas por fricción.**

En el caso que la tubería G1 funcione como un Bypass se considera los siguientes tramos para el cálculo de pérdidas por fricción.

FIGURA 5. 17: ESQUEMA Y CARACTERÍSTICAS DE BY PASS

Tub. GRP		Tub. Acero	
6415.2 m		15.1 m	20.85 m
D=1.1		D=1.1	D=0.7
n=0.010		n=0.013	



Aplicando la ecuación 4.33 en los tres tramos tenemos que

$$h_{fricc(tramo\ 1)} = \frac{6.35(0.01)^2(2.84\text{m/s})^2}{(1.1\text{m})^{\frac{4}{3}}} (6415.2 \text{ m}) = 28.938 \text{ m}$$

$$h_{fricc(tramo\ 2)} = \frac{6.35(0.013)^2(2.84\text{m/s})^2}{(1.1\text{m})^{\frac{4}{3}}} (15.1 \text{ m}) = 0.115 \text{ m}$$

$$h_{fricc(tramo\ 3)} = \frac{6.35(0.013)^2(7.02\text{m/s})^2}{(0.7\text{m})^{\frac{4}{3}}}(20.85\text{ m}) = 1.771\text{ m}$$

Finalmente se tiene que las pérdidas por fricción y por accesorios son las siguientes.

$$h_{friccion} = hf1 + hf2 + hf3 = 28.938\text{ m} + 0.115\text{ m} + 1.771\text{ m} = 30.824\text{ m}$$

$$h_{facc} = h_E + \Delta h_k + h_{estr} + h_v = 0.082\text{ m} + 5.344\text{ m} + 0.452\text{ m} + 0.772\text{ m} = 6.65\text{ m}$$

$$h_{total} = h_{friccion} + h_{facc} = 30.824 + 6.65 = 37.474\text{ m}$$

Finalmente tenemos que la Carga neta mínima es

$$H_{neta} = H_{Bruta} - \text{Perdidas} = 230.24\text{ m} - 37.474\text{ m} = 192.77\text{ m}$$

**f) Cuenco Amortiguador.**

Una vez definida la carga neta puede aplicarse la expresión que permite calcular el caudal dado por las válvulas Howell-Bunger estando totalmente abiertas, siendo  $C = 0.7$  (de Figura N° 4.18, para 100% apertura de válvula).

$$A = \frac{Q}{C\sqrt{2gH}} = \frac{2.7\text{ m}^3/\text{s}}{0.7\sqrt{2\left(9.81\frac{\text{m}}{\text{s}^2}\right)(192.77)}} = 0.07\text{ m}^2$$

De la ecuación se deduce que el diámetro será de 0.30 metros y la velocidad será de 38.6 m/s.

Por seguridad limitamos la velocidad a 21 m/s, por lo que se obtiene un diámetro de 0.40 m.

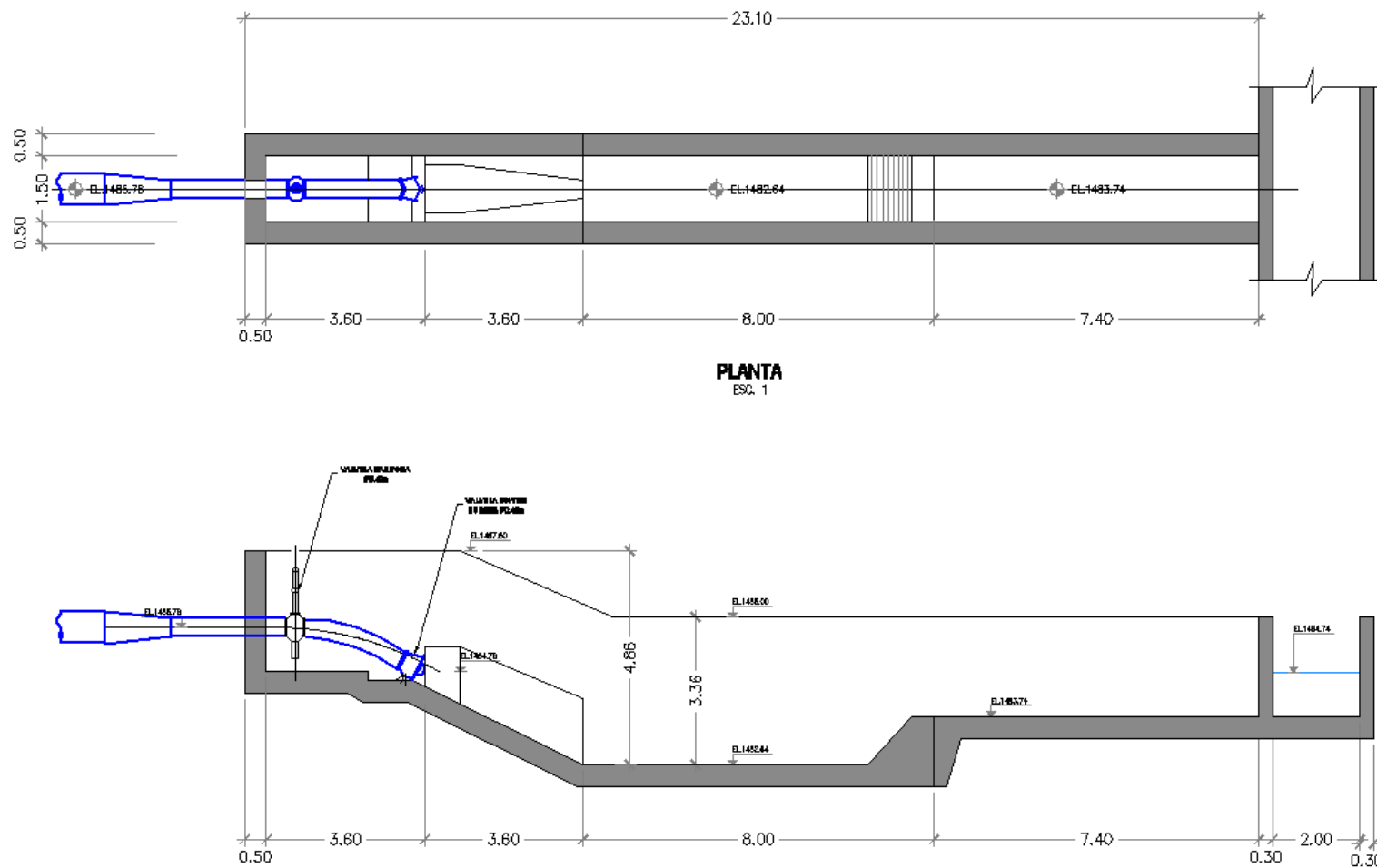
Con estos datos, se tiene la siguiente relación:

$$\frac{H}{D} = \frac{192.77\text{ m}}{0.4\text{ m}} = 480 \quad \text{entonces usamos} \quad \frac{H}{D} = 100$$

De los gráficos N° 4.19 al N° 4.22 se puede deducir las dimensiones óptimas del cuenco amortiguador partiendo de la relación  $H/D$  anteriormente mencionada se obtiene.

- $D = 6.5d \approx 2.6\text{ m}.$
- $D_s = 5d \approx 2\text{ m}.$
- $L = 22d \approx 8\text{ m}.$
- $W = 3.5d \approx 1.5\text{ m}.$

FIGURA 5. 18: ESTRUCTURA FINAL DEL BYPASS



### 5.3.3 Casa de Maquinas G1.

Se selecciona una turbina Francis considerando recomendaciones del fabricante considerando la  $H_n$  (Altura neta),  $Q$  (Caudal) y condiciones de funcionamiento que se presentaran.

Por lo que la Potencia generada de acuerdo a la fórmula 4.5 será:

Considerando que el NAMO es 1715 en el reservorio y el nivel de la poza de la Francis es de 1484.36 se tendrá un altura bruta de 230.64 m y del cálculo de pérdidas se tiene una pérdida de carga total de 35.8 m obteniéndose una Altura neta de 194.84 metros y considerando que la eficiencia total del sistema  $\eta$  (turbina- Generador), será de 0.87.

$$PI = 9.81 \eta_t \eta_g Q_D H_N = 9.81(0.87) \left( 2.7 \frac{m^3}{s} \right) (194.84 m) = 4.5 MW$$

La potencia generada en esta primera caída (G1) será de 4.5 MW.

#### a) Canal de descarga.

Al tratarse de una Francis se deberá hallar la altura de succión para garantizar que no ocurra cavitación en esta turbina

Se considerara una velocidad de la turbina de 900 rpm lo que de acuerdo a la ecuación 4.52, nos resultara una velocidad específica de:

$$n_s = \frac{n \cdot \sqrt{P}}{H_n^{1.25}} = \frac{900 \cdot \sqrt{(4500 Kw) * 1.34}}{194.84^{1.25}} = 96 rpm$$

Obtenida la velocidad específica se procede a calcular el coeficiente Thoma

$$\sigma_T = \frac{n_s^{1.41}}{13262.6} = \frac{96^{1.41}}{13262.6} = 0.047$$

Del Cuadro N° 4.2 y considerando una temperatura en el agua de 10C° y una altitud de 1484.36 aproximadamente se tiene:

$$H_a - H_v = 8.571 metros$$

Finalmente de la ecuación 4.50 se tiene que la altura de succión es:

$$H_S = H_{at} - \sigma H_n - H_v = 8.571m - (0.047)(194.84m) = -0.59m$$

El canal de descarga de las aguas turbinadas de la casa de Maquinas G1 será el canal que alimente a la cámara de carga G2 por lo que la definición de su diseño hidráulico permitirá definir el NAMO de la cámara de carga G2. Se considera un pendiente de  $S=0.001$  mínima para tener las menores pérdidas de energía.

Teniendo los siguientes datos  $Q=2.7m^3/s$ ,  $n=0.014$ ,  $S=0.001 m/m$  y una base de 2 metros se procederá a definir el diseño hidráulico del canal de descarga.

De la ecuación de Manning se obtiene.

- $Y=0.96 m$  tirante hidráulico

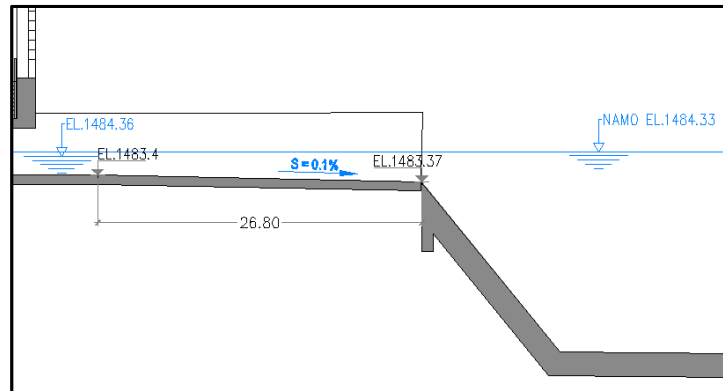


- $A = 1.93 \text{ m}^2$  Área Hidráulica
- $V = 1.40 \text{ m/s}$  Velocidad

Finalmente en la siguiente grafica se muestra la disposición del canal de descarga y su empalme con la cámara de carga donde se observa que el NAMO de la cámara de carga será 1484.33 msnm.

En el canal de descarga de la Casa de Maquinas G1 se dispondrá una compuerta cuya apertura permitirá descargar el flujo proveniente de la casa de máquinas G1 directamente al rio Curibaya (Ver plano de la casa de Maquinas G1), esta compuerta solo se abrirá en el caso que se necesite suspender la generación de energía de la casa de máquinas G2.

FIGURA 5. 19: ESQUEMA DE EMPALME DE CANAL DE DESCARGA CON CÁMARA DE CARGA G2



### 5.3.4 Cámara de Carga G2.

El tirante del canal de descarga proveniente de la casa de máquinas G1 es de 0.96, definiendo en su empalme con la cámara de carga G2 el NAMO de 1484.33 msnm que se debe considerar en el diseño de la cámara de carga.

Entonces de los siguientes datos:

$Q = 2.7 \text{ m}^3/\text{s}$  (Es el mismo caudal proveniente del G1)

NAMO = 249.9 msnm

Cota de nivel de agua de poza de descarga de casa de máquinas = 1234.50 msnm

HB = 249.83 (Diferencia entre NAMO y nivel de agua de poza de casa de máquinas)

Diámetro de tubería = 1.10 m.

Fijamos un valor de altura que evite el ingreso de sedimentos a la tubería de presión

$$a1 = 0.50 \text{ m}$$

Se toma un valor de altura equivalente al diámetro de la tubería de presión:

$$a2 = 1.10 \text{ m}$$

Para que el torbellino creado por el flujo del caudal no genere cavitación tomaremos un nivel de:

$$a3 = 1.10 \text{ m}$$

Por el efecto del golpe de ariete se crea una elevación del nivel de agua en la cámara de carga, por recomendación se toma el siguiente valor.

$$a_4=0.30m$$

En función del canal de descarga aguas arriba de la cámara de carga la tubería forzada se toma un valor que de  $h_2$ .

$$h_2=3.90m$$

Definimos entonces el valor posible para la velocidad media que se presentara en la cámara de carga.

$$V_2=0.6m/s$$

Se determina el ancho del tanque de presión ( $b_2$ )

$$b_2 = \frac{Q}{h_2 \cdot V_2} = \frac{2.7 \text{ m}^3/s}{3.90 \text{ m} \cdot 0.60 \text{ m/s}} = 1.15 \text{ m}$$

Dado que el ancho sale menor al del canal aguas arriba que es de 2.0 metros, optaremos por definir una base de 3.20 metros.

Se determina la altura mínima para obtener un volumen que garantice seguridad en la cámara de carga en el caso de partida brusca usando la ecuación 4.7

$$h_{2d} = \frac{Q}{7b_2\sqrt{h_2}} = \frac{2.7 \text{ m}^3/s}{7(3.20\text{m})\sqrt{1.3\text{m}}} = 0.06\text{m}$$

Determinaremos.

$$h_{2e'} = a_1 + a_2 + a_3 + h_{2d} = 0.50\text{m} + 1.10\text{m} + 1.10\text{m} + 0.06\text{m} = 2.26\text{m}$$

Dado que se cumple la condición  $h_{2e'} < h_2$  los valores tomados son correctos

Procederemos a calcular la Longitud de la Cámara de Carga de la ecuación 4.10 y suponiendo que el efecto de golpe de ariete será del 30%.

$$L_2 = \frac{0.304 \cdot Q L \sqrt{h_2}}{(1 + SP/100) \cdot H_c \cdot D^2} = \frac{0.304 \cdot (2.70 \text{ m}^3/s) \cdot (5091 \text{ m}) \sqrt{(3.90 \text{ m})}}{(1 + 30/100)(249.90 \text{ m})(1.10 \text{ m})^2} = 21$$

Consideraremos 23 metros la longitud total de la cámara de carga.

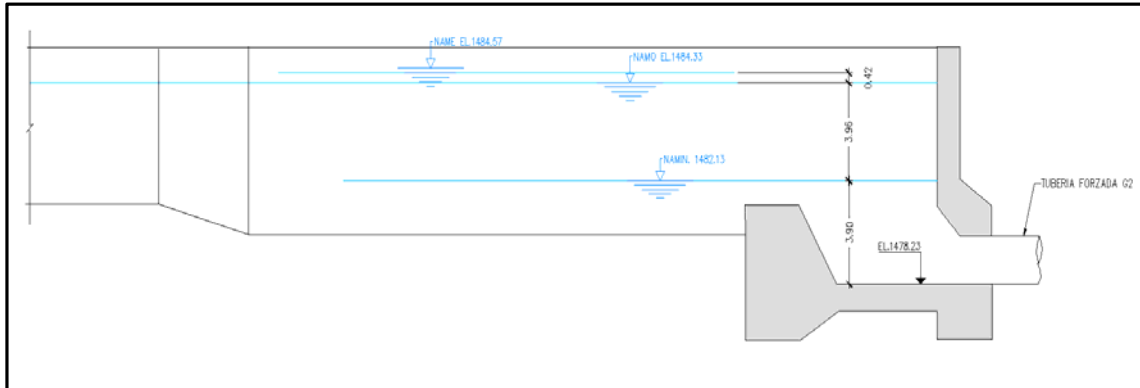
Finalmente definiremos la altura del nivel mínimo en el tanque para garantizar la amortiguación del efecto de golpe de ariete de la ecuación 4.8.

$$h_{2e} = \frac{0.25 \cdot Q}{b_2 \sqrt{h_2}} = \frac{0.25 \cdot (2.70 \text{ m}^3/s)}{(3.20 \text{ m}) \sqrt{(3.90 \text{ m})}} = 0.11 \text{ m}$$

Considerando el caso más crítico en el cual por el vertedero se va todo el caudal de diseño (2.7 m<sup>3</sup>/s) de la fórmula 4.10, considerando una longitud de 16 metros se tiene una carga de  $h_v = 0.24$ .

A continuación se muestra el esquema final de la cámara de carga.

FIGURA 5. 20: NIVELES DE OPERACIÓN DE LA CÁMARA DE CARGA



De la figura de los niveles de operación se observa que se cumple con las alturas mínimas de operación para parada y partida brusca.

### 5.3.5 Tubería de Presión G2.

Igual que el cálculo de la tubería G1 se tendrá un diámetro como 1.10 m. y una velocidad de 2.841m/s.

#### 5.3.5.1 Pérdidas de Carga.

El procedimiento de cálculo es similar al de la tubería G1.

##### a) Pérdidas en la entrada.

Se define una entra con un coeficiente de perdida bajo (Fig. N° 12) de 0.2 m.

$$h_E = \xi_E \frac{V^2}{2g} = (0.2) \frac{2.84 \frac{m}{s}}{2(9.81)} = 0.082 \text{ m}$$

##### b) Pérdidas en los codos. (Ver Plano 8)

Del perfil de tubería tenemos los siguientes codos y aplicando las ecuaciones 4.30 y 4.31 y considerando las curvas de la figura N° 4.9 se tiene el siguiente cuadro

CUADRO N° 5.11: CUADRO RESUMEN DE PÉRDIDAS DE CARGA POR CODOS EN TUBERÍA FORZADA G2

# Codos	Angulo	K	Kci	$\Sigma K_{cx} V^2 / (2g)$	Tipo de Codo
PV1-PI1	47° 57' 23"	0.7	<b>0.345</b>	0.142	Compuesto
PV2	6° 30' 8"	0.15	<b>0.075</b>	0.031	Vertical
PV3-PI2	47° 48' 35"	0.7	<b>0.345</b>	0.142	Compuesto
PV4-PI3	35° 15' 57"	0.6	<b>0.3</b>	0.123	Compuesto
PV5	19° 40' 4"	0.39	<b>0.195</b>	0.080	Vertical
PV6	20° 49' 47"	0.4	<b>0.2</b>	0.082	Vertical
PV7	9° 29' 41"	0.19	<b>0.095</b>	0.039	Vertical
PV8-PI5	11° 39' 34"	0.21	<b>0.105</b>	0.043	Compuesto
PV9-PI6	21° 7' 9"	0.4	<b>0.2</b>	0.082	Compuesto
PV10	8° 26' 45"	0.18	<b>0.09</b>	0.037	Vertical

PV11-PI7	17° 8' 4"	0.35	<b>0.175</b>	0.072	Compuesto
PV12-PI8	36° 59' 34"	0.62	<b>0.31</b>	0.128	Compuesto
PV13	2° 56' 38"	0.05	<b>0.025</b>	0.010	Vertical
PV14-PI10	26° 0' 59"	0.48	<b>0.24</b>	0.099	Compuesto
PV15-PI11	21° 10' 33"	0.4	<b>0.2</b>	0.082	Compuesto
PV16-PI12	42° 50' 12"	0.65	<b>0.325</b>	0.134	Compuesto
PV17-PI13	18° 55' 3"	0.36	<b>0.18</b>	0.074	Compuesto
PI14	43° 2' 53"	0.66	<b>0.33</b>	0.136	Horizontal
PV18-PI15	6° 46' 4"	0.15	<b>0.075</b>	0.031	Compuesto
PV19-PI16	14° 59' 17"	0.32	<b>0.16</b>	0.066	Compuesto
PV20-PI17	26° 31' 34"	0.48	<b>0.24</b>	0.099	Compuesto
PV21-PI18	43° 21' 16"	0.66	<b>0.33</b>	0.136	Compuesto
PV22-PI19	23° 40' 57"	0.45	<b>0.225</b>	0.093	Compuesto
PI20	10° 16' 23"	0.2	<b>0.1</b>	0.041	Horizontal
PV23-PI21	19° 6' 59"	0.39	<b>0.195</b>	0.080	Compuesto
PI22	1° 45' 55"	0.03	<b>0.015</b>	0.006	Horizontal
PV24	1° 49' 11"	0.03	<b>0.015</b>	0.006	Vertical
PV25-PI23	30° 27' 22"	0.55	<b>0.275</b>	0.113	Compuesto
PV26-PI24	6° 3' 29"	0.15	<b>0.075</b>	0.031	Compuesto
PV27	6° 25' 34"	0.15	<b>0.075</b>	0.031	Vertical
PV28-PI25	5° 41' 20"	0.12	<b>0.06</b>	0.025	Compuesto
PV29	0° 7' 54"	0.01	<b>0.005</b>	0.002	Vertical
PI28	30° 5' 15"	0.55	<b>0.275</b>	0.113	Horizontal
PV30-PI30	35° 46' 6"	0.6	<b>0.3</b>	0.123	Compuesto
PV31-PI31	20° 22' 12"	0.4	<b>0.2</b>	0.082	Compuesto
PI32	8° 26' 25"	0.18	<b>0.09</b>	0.037	Horizontal
PV32-PI33	53° 7' 47"	0.76	<b>0.38</b>	0.156	Compuesto
PV33	5° 32' 59"	0.1	<b>0.05</b>	0.021	Vertical
PV34	3° 54' 50"	0.07	<b>0.035</b>	0.014	Vertical
PV35-PI34	32° 25' 52"	0.57	<b>0.285</b>	0.117	Compuesto
PV36	1° 38' 10"	0.03	<b>0.015</b>	0.006	Vertical
PV37-PI35	39° 15' 29"	0.64	<b>0.32</b>	0.132	Compuesto
PI36	26° 7' 49"	0.48	<b>0.24</b>	0.099	Horizontal
PI37	25° 24' 45"	0.47	<b>0.235</b>	0.097	Horizontal
PV38-PI38	33° 44' 44"	0.58	<b>0.29</b>	0.119	Compuesto
PV39-PI39	24° 47' 11"	0.45	<b>0.225</b>	0.093	Compuesto
PV40	1° 2' 52"	0.03	<b>0.015</b>	0.006	Vertical
PV41-PI40	16° 5' 4"	0.34	<b>0.17</b>	0.070	Compuesto
PI41	11° 37' 35"	0.21	<b>0.105</b>	0.043	Horizontal
PV42	0° 30' 31"	0.01	<b>0.005</b>	0.002	Vertical
PV43-PI42	22° 36' 56"	0.4	<b>0.2</b>	0.082	Compuesto
PV44-PI43	16° 38' 45"	0.34	<b>0.17</b>	0.070	Compuesto
PV45	0° 45' 40"	0.01	<b>0.005</b>	0.002	Vertical
PV46	0° 48' 47"	0.01	<b>0.005</b>	0.002	Vertical
PV47-PI45	12° 42' 22"	0.24	<b>0.12</b>	0.049	Compuesto

PV48-PI46	20° 16' 29"	0.4	<b>0.2</b>	0.082	Compuesto
PV49-PI47	19° 29' 57"	0.39	<b>0.195</b>	0.080	Compuesto
PV50-PI48	11° 54' 8"	0.21	<b>0.105</b>	0.043	Compuesto
PV51-PI49	9° 49' 41"	0.19	<b>0.095</b>	0.039	Compuesto
PV52-PI50	18° 29' 39"	0.36	<b>0.18</b>	0.074	Compuesto
PV53	0° 2' 24"	0.01	<b>0.005</b>	0.002	Vertical
PV54-PI51	24° 58' 23"	0.45	<b>0.225</b>	0.093	Compuesto
PV55-PI52	12° 53' 41"	0.24	<b>0.12</b>	0.049	Compuesto
PV56-PI53	24° 17' 36"	0.45	<b>0.225</b>	0.093	Compuesto
PV57-PI54	26° 28' 4"	0.48	<b>0.24</b>	0.099	Compuesto
PI55	31° 9' 43"	0.56	<b>0.28</b>	0.115	Horizontal
PV58	4° 52' 40"	0.12	<b>0.06</b>	0.025	Vertical
PV59-PI58	43° 40' 42"	0.66	<b>0.33</b>	0.136	Compuesto
PI59	90° 0' 0"	1.00	<b>0.5</b>	0.206	Horizontal
<b>TOTAL</b>				<b>4.968</b>	

Por lo que la pérdida total por codos o cambios de dirección es 4.968 m.

**c) Perdidas por estrechamiento.**

Existen dos estrechamientos (1.10m a 0.9m y de 0.9m a 0.7m) a lo largo de la tubería G2 ubicados en la llegada de esta a la casa de Maquinas. Entonces para ambos estrechamientos aplicamos la ecuación 4.35.

**Estrechamiento 1 (1.10 a 0.9 m)**

$$h_{estr1} = \xi_e \frac{V^2}{2g} = C \left(1 - \frac{F2}{F1}\right)^2 \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.5 \left(1 - \frac{0.64}{0.95}\right)^2 \cdot \frac{4.24^2}{2(9.81)} = 0.040 \text{ m}$$

**Estrechamiento 2 (0.9a 0.7 m)**

$$h_{estr2} = \xi_e \frac{V^2}{2g} = C \left(1 - \frac{F2}{F1}\right)^2 \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.5 \left(1 - \frac{0.380}{0.64}\right)^2 \cdot \frac{7.015^2}{2(9.81)} = 0.157 \text{ m}$$

Por lo que las pérdidas totales por estrechamiento son 0.212 metros.

**d) Perdidas por válvula.**

Se elige la válvula mariposa y se considera un coeficiente de 0.3 aplicando la ecuación 4.34.

$$h_v = \xi_v \frac{V^2}{2g} = 0.3 \cdot \frac{7.015^2}{2(9.81)} = 0.772 \text{ m}$$

**e) Perdidas por fricción.**

En la tubería forzada G2 se consideran tres tramos para calcular las pérdidas por fricción, ya que entre la tubería de GRP y la turbina existe un tramo de tubería de acero que sirve como empalme entre estos siendo esta tubería de diámetro variable.

FIGURA 5. 21: ESQUEMA Y CARACTERÍSTICAS DE TUBERÍA FORZADA G2

Tub. GRP	Tub. Acero	
5106.1 m	10.9 m	3.8 m
D=1.1	D=1.1	D=0.9
n=0.010	n=0.013	
1	2	3

Aplicando la ecuación 4.33 en los tres tramos tenemos que

$$h_{fricc(tramo\ 1)} = \frac{6.35(0.010)^2(2.84\text{m/s})^2}{(1.1\text{m})^{\frac{4}{3}}}(5106.1\text{ m}) = 23.033\text{ m}$$

$$h_{fricc(tramo\ 2)} = \frac{6.35(0.013)^2(2.84\text{m/s})^2}{(1.1\text{m})^{\frac{4}{3}}}(10.9\text{ m}) = 0.083\text{ m}$$

$$h_{fricc(tramo\ 3)} = \frac{6.35(0.013)^2(4.24\text{m/s})^2}{(0.9\text{m})^{\frac{4}{3}}}(3.8\text{ m}) = 0.084\text{ m}$$

Finalmente se tiene que las pérdidas por fricción y por accesorios son las siguientes.

$$h_{friccion} = hf1 + hf2 + hf3 = 23.003\text{ m} + 0.083\text{ m} + 0.084\text{ m} = 23.200\text{ m}$$

$$h_{facc} = hE + \Delta h_k + h_{estr} + h_v = 0.082\text{ m} + 4.968\text{ m} + 0.261\text{ m} + 0.772\text{ m} = 6.080\text{ m}$$

$$h_{total} = h_{friccion} + h_{facc} = 23.200 + 6.080 = 29.280\text{ m}$$

### 5.3.5.2 Análisis de Golpe de Ariete.

De manera similar al cálculo del efecto de golpe de ariete en la tubería forzada G1 consideraremos una celeridad de 615 m/s entonces de la ecuación (4.43).

$$T_c = \frac{2L}{C} = \frac{2(5120.87\text{ m})}{(615\text{ m/s})} = 16.65\text{ s}$$

Por regla de operación de las válvulas se tomara un cierre de válvula ( $T_{MCB}$ ) de 20 segundos por lo que estamos ante una maniobra de Cierre lento ya que se tiene que  $T_{MCB} > \frac{2L}{C}$ , por lo que usaremos MICHAUD para hallar la sobrepresión máxima.

$$\Delta h = \frac{2 \cdot L \cdot V}{g \cdot T_{MLC}} = \frac{2 \cdot (5120.87\text{ m}) \cdot (2.84\text{ m/s})}{(9.81\text{ m/s}^2) \cdot (20\text{ seg})} = 148.25\text{ m}$$

De los cálculos efectuados podemos apreciar que la sobrepresión por golpe de ariete en ambas tuberías de presión es de orden del 60% de la carga bruta, la cual se tiene en cuenta en el cálculo de la clase de tuberías de GRP a utilizar.

Se plantea las válvulas alivio de presión y las válvulas de aire al igual que en la tubería de presión G1.

### a) Simulación del golpe de ariete.

Al igual que en el caso de la tubería forzada G1, se realiza la simulación del efecto causado por el cierre de la válvula en la tubería G2. Se muestran los resultados:

FIGURA 5. 22: PERFILES DE SOBREPRESIONES MÁXIMAS Y MÍNIMAS - SIN PROTECCIÓN

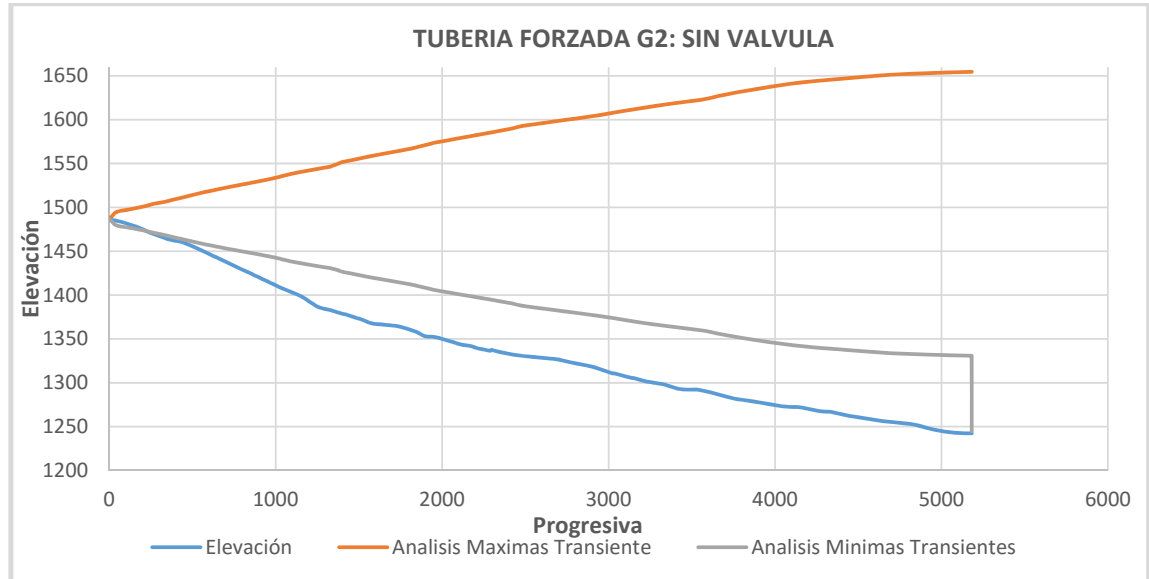
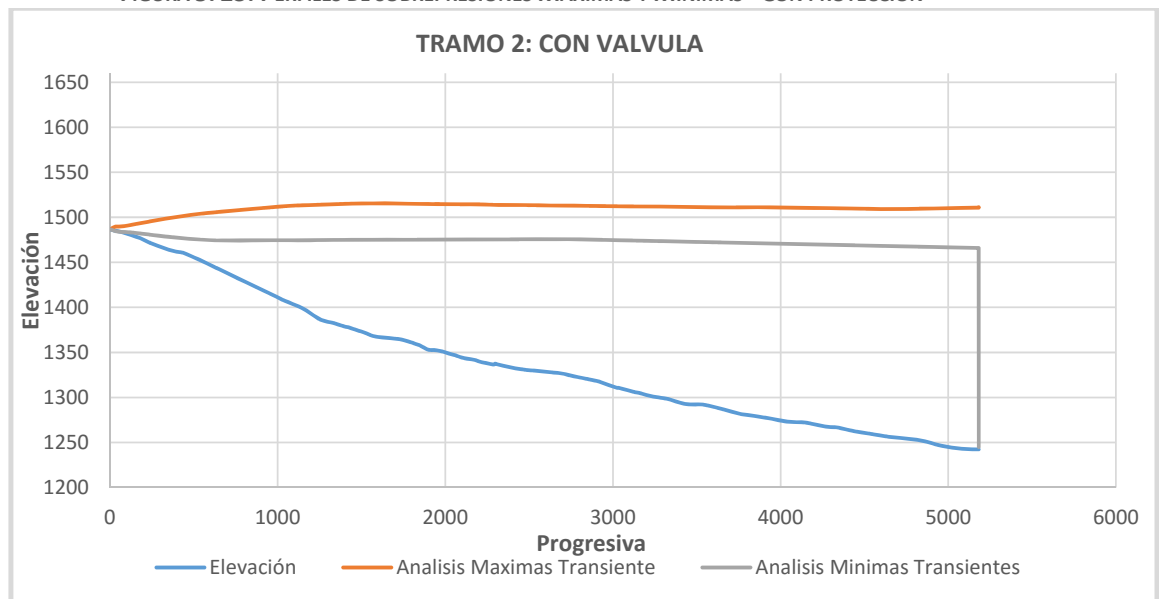


FIGURA 5. 23: PERFILES DE SOBREPRESIONES MÁXIMAS Y MÍNIMAS - CON PROTECCIÓN



**CUADRO N° 5.12: CUADRO COMPARATIVO DE SOBREPRESIONES OBTENIDAS EN LA TUBERÍA FORZADA G2**

<b>MODELACION HIDRAULICA TUBERIA FORZADA DEL G2</b>		
	<b>SIN VALVULA</b>	<b>CON VALVULA</b>
ALTURA BRUTA	249.9	249.9
<b>MODELACION HAMMER</b>		
ALTURA SOBREPRESION MAXIMA (mH2O)	411.50	268.10
% DE SOBREPRESION	64	7
ALTURA SOBREPRESION MINIMA (mH2O)	-5.60	-0.60
<b>MICHAUD</b>		
ALTURA SOBREPRESION MAXIMA (mH2O)	398.15	
% DE SOBREPRESION	60	

De la simulación se observa que:

- En ambas simulaciones se comprueba que las máximas sobrepresiones que se presentan ocurren muy cerca de la válvula de admisión de la turbina.
- En la Simulación 1 (caso sin válvula de alivio), se comprueba que las sobrepresiones máximas que se presentan a lo largo de la tubería forzada, están en el orden de los 60% tal como ocurrió con la fórmula de Michaud
- Para el caso 2 (uso de válvula de alivio de presión), se reduce notablemente el efecto de golpe de ariete a valores muy bajos (aproximadamente a 7% de sobrepresión). Garantizándose la protección del sistema ante un cierre de válvula.
- En la modelación se observa la presencia de presiones negativas donde será necesario ubicar una válvula de aire.

Ante el caso hipotético que no funcione la válvula alivio de presión, se sabe que la tubería de GRP tiene la capacidad de soportar hasta 40% más de la presión nominal.

### 5.3.5.3 Calculo de tramos de la tubería forzada G2 dividida por clase.

Determinadas la presiones estáticas admisibles reducidas (H) para cada clase de tubería, se encuentran longitudes de tramos por cada clase a partir del perfil longitudinal de la tubería. Del cálculo de golpe de ariete se obtuvo que:

Para generador 2 : 60 % de la H Estática Bruta

**CUADRO N° 5.13: DISTRIBUCIÓN DE TUBERÍA FORZADA G2 POR CLASE**

<b>PN (Bar)</b>	<b>Presión Nominal Admisible Con Ariete 60% (Bar)</b>	<b>(H) Presión Nominal Estática Admisible Sin Ariete (Bar)</b>	<b>Longitud (m)</b>
6	60	52.50	587.50
10	100	87.50	503.03
16	160	140.00	957.57
20	200	175.00	796.78
25	250	218.75	1090.64
32	320	280.00	1185.35
			<b>5120.87</b>



### 5.3.6 Casa de Maquinas G2.

Al igual que en el caso de la casa de máquinas G1 el tipo de turbina seleccionado una turbina tipo Francis.

Por lo que la Potencia Generada de acuerdo a la fórmula 4.5 será:

El NAMO definido es de 1484.33 mientras que la cota del nivel de agua de la poza de descarga de la turbina Francis es de 1234.50 por lo que se tendrá un altura bruta de 249.83 m y del cálculo de pérdidas se tiene una pérdida de carga total de 29.28 m obteniéndose una Altura neta de 220.55 metros y considerando que la eficiencia total del sistema nt (turbina- Generador), será de 0.87.

$$PI = 9.81n_t n_g Q_D H_N = 9.81(0.87) \left( 2.7 \frac{m^3}{s} \right) (220.55 m) = 5.1 MW$$

La potencia generada en la G2 será de 5.1 MW.

#### a) Canal de descarga.

Al igual que en la primera casa de máquinas se repite la metodología de cálculo para hallar la altura de succión.

Se considerara una velocidad de la turbina de 900 rpm lo que de acuerdo a la ecuación 4.52 nos resultara una velocidad específica de:

$$n_s = \frac{n \cdot \sqrt{P}}{H_n^{1.25}} = \frac{900 \cdot \sqrt{5100 Kw \cdot (1.34)}}{220.55^{1.25}} = 88 rpm$$

Obtenida la velocidad específica se procede a calcular el coeficiente Thoma

$$\sigma_T = \frac{n_s^{1.41}}{13262.6} = \frac{88^{1.41}}{13262.6} = 0.041$$

Del cuadro N° 4.2 y considerando una temperatura en el agua de 10C° y una altitud de 1234.5 aproximadamente se tiene:

$$H_a - H_v = 8.84 metros$$

Finalmente de la ecuación 4.48 se tiene que la altura de succión es:

$$H_s = H_{at} - \sigma H_n - H_v = 8.84m - (0.041)(220.55m) = -0.20 m$$

El canal de descarga de la casa de máquinas G2 tendrá las mismas dimensiones del canal de descarga de la casa de máquinas G1, una base de dos metros que da como resultado un tirante de 0.96m descargando directamente al rio Curibaya.

### 5.3.7 Características Hidroenergeticas de la CHHH Aricota 3.

Finalmente tenemos el cuadro final con las características de las dos caídas.

CUADRO N° 5.14: CARACTERÍSTICAS HIDROENERGETICAS DE LA CCHH ARICOTA 3

	Und.	ARICOTA 3 - G1	ARICOTA 3 - G2
<b>Caudal de Diseño (Qd)</b>	m³/s	2.70	2.70
<b>Diámetro de tubería de presión</b>	m	1.10	1.10
<b>Longitud de tubería de presión</b>	m	6431	5120.9
<b>Cota de cámara de carga</b>	msnm	1715.00	1484.33
<b>Cota de casa de máquinas</b>	msnm	1484.36	1234.50
<b>Altura bruta (Hb)</b>	m	230.64	249.83
<b>Pérdida de carga (hf)</b>	m	35.80	29.28
<b>Altura neta (Hn)</b>	m	194.84	220.55
<b>Potencia Generada</b>	Mw	4.50	5.10
<b>Tipo de casa de máquinas</b>		Superficie	Superficie
<b>Tipo de turbina</b>		Francis	Francis
<b>Número de unidades</b>		1	1

Fuente: Elaboración propia

## 6. CONCLUSIONES

- Se realizó el diseño hidráulico de las conducciones forzadas mediante los criterios indicados en la metodología de cálculo, obteniéndose una longitud de 6431 metros para la tubería G1, y 5120.9 metros para la tubería G2, complementariamente también se exponen los diseños hidráulico de la cámara de carga y casa de máquinas las cuales intervienen en el funcionamiento hidráulico de este sistema hidroeléctrico en cascada.
- Para un rango de diámetros comerciales de tuberías de GRP, se realizó un análisis técnico económico (optimización), donde resulto que el diámetro óptimo para ambas tuberías forzadas es 1.10 m. Las características mecánicas de las tuberías del tipo GRP son las siguientes.

POPIEDADES MECANICAS		
	RANGO	UNIDADES
RESITENCIA A LA TRACCION	50 - 550	Mpa
MODULO DE TRACCION	3.5 -34.5	10 <sup>3</sup> Mpa
RESISTENCIA ALA FLEXION	70-480	Mpa
MODULO DE FLEXION	6.9-34.5	10 <sup>3</sup> Mpa
COEFICIENTE DE EXPANSION TERMICA	14-54	10 <sup>-6</sup> mm/mm/C°
GRAVEDAD ESPECIFICA	1.2-2.3	
RESISTENCIA A COMPRESION	70-280	MPa

Fuente: AWWA Manual M45

- Se obtuvo las pérdidas de carga totales en las tuberías forzadas las cuales son: Para la tubería de la G1 es 35.8 metros y para la tubería de la G2 es 29.8 metros, estas pérdidas están en el rango de entre 10 a 15 % de la altura bruta, con lo cual se obtiene una potencia de 4.5 MW para el generador G1 y de 5.1 MW para el generador G2.
- Se planteó como dispositivo de protección ante el efecto de golpe de ariete el uso de válvulas alivio rápido de presión las cuales se verifico como una opción factible técnicamente, sin considerar que también son más económicas que si se hubiera planteado una chimenea de equilibrio.
- En la Central Hidroeléctrica Aricota 3 al presentarse situaciones de emergencia en que necesite parar la generación de energía de alguno de los generadores, se planteó las siguientes obras y medidas:
  - En caso se pare el Generador G1, se plantea un sistema By pass (incluyéndose válvulas Howell – Bungler) que dará continuidad al flujo llevándolo directamente desde la tubería Forzada G1 hacia la cámara de carga G2.
  - En caso se pare el generador G2, mediante una compuerta ubicada en el canal de descarga de la casa de máquinas G1 se evacua el flujo hacia al río Curibaya, previamente se deberá cerrar la compuerta que permite el ingreso de flujo hacia la cámara de carga G2.

## 7. RECOMENDACIONES

- Se recomienda la realización de la siguiente etapa de estudio (expediente técnico), al considerarse la Central Hidroeléctrica Aricota N° 3 como una alternativa técnica y económica factible y así poder tentar llegar a la etapa de construcción.
- Con el fin de mejorar las optimizaciones y obtener mayor detalle para la obtención del diámetro óptimo, se recomienda considerar costos de materiales más preciosos.
- Se recomienda analizar la opción de uso de chimeneas de equilibrio en las conducciones forzadas, por brindar estas un mayor grado de seguridad ante la presencia del efecto de golpe de ariete.

## 8. BIBLIOGRAFIA

**AMERICAN WATER WORK ASSOCIATION**, - "Fiberglass Pipe Design – AWWA MANUAL M45 – First Edition". – American Water Works Association, 1999

**BENTLEY SYSTEMS**, - "Bentley HAMMER V8i User's Guide". –, 2009.

**BERMAD**, - "Abastecimiento de agua - Válvulas de control hidráulicas Series 700 y 800". –Ediciones BERMAD, 2012.

**BUREAU OF RECLAMATION**, - "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators – Engineering Monograph N° 25", 2012.

**FLOWTITE**, - "Recomendaciones de Instalación de Tuberías Enterradas". – Ediciones FLOWTITEANDERCOL.SA, 2008.

**FLOWTITE**, - "Guía de Producto". – Ediciones FLOWTITEANDERCOL.SA, 2008.

**GARCIA GUTIERRES, HECTOR Y NAVA MATASACHE, ARTURO**, "Selección y dimensionamiento de turbinas hidráulicas en centrales Hidroeléctricas". - Universidad Nacional Autónoma de México, 2014.

**GOMEZ NAVARRO, JOSE LUIS**, - "Saltos de Agua y Presas de Embalse, TOMO I". – Revista de Obras Públicas, Escuela de Ingenieros de Caminos, 1932.

**KROCHIN, SVIATOSLAV**, - "Diseño Hidráulico". – Editorial de la Universidad técnica particular de Loja, 2010.

**ORTIZ FLOREZ, RAMIRO**, - "Pequeñas Centrales Hidroeléctricas – Construcción paso a paso". – Ediciones de la U, 2001.

**PEREZ FARRAS, LUIS E. y GUITELMAN, ADOLFO**, - "Estudios de Transitorios: Golpe de Ariete". –Universidad de Buenos Aires – Departamento de Hidráulica, 2005.

**RENDÓN VÁSQUEZ, EDMUNDO D**, - "Centrales Hidroeléctricas - Bases para su Planteamiento", 2006.

**SANZ OSORIO, JOSE FRANCISCO**, - "Energía Hidroeléctrica". –Prensas de la Universidad de Zaragoza, 2009.

## **9. ANEXOS**

### **9.1 ANEXO 1- Planos**

PLANO N° 1. Plano General

PLANO N° 2. Esquema Hidráulico

PLANO N° 3A. Captación - Planta

PLANO N° 3B. Captación – Cámara de Carga - Secciones

PLANO N° 4. Tubería Forzada G1 – Planta y Perfil

PLANO N° 5. By Pass G1 - Secciones

PLANO N° 6. Casa de Maquinas G1 - Planta

PLANO N° 7. Cámara de Carga G2 – Planta y Secciones

PLANO N° 8. Tubería Forzada G2 – Planta y Perfil

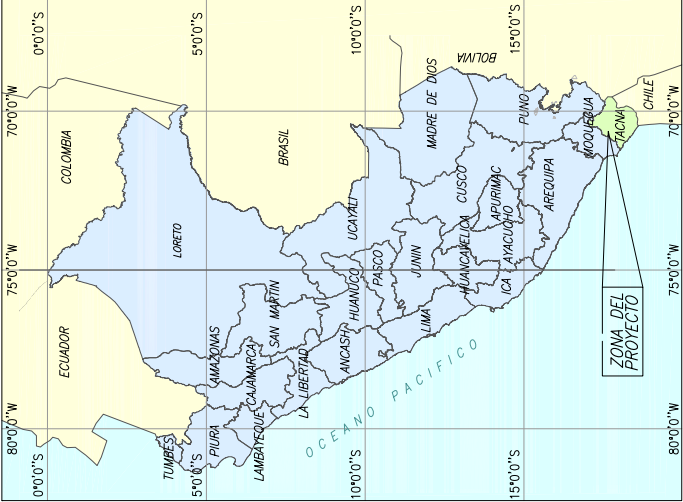
PLANO N° 9. Casa de Maquinas G2 - Planta

PLANO N° 10. Secciones Típicas - Tubería Forzada

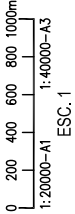
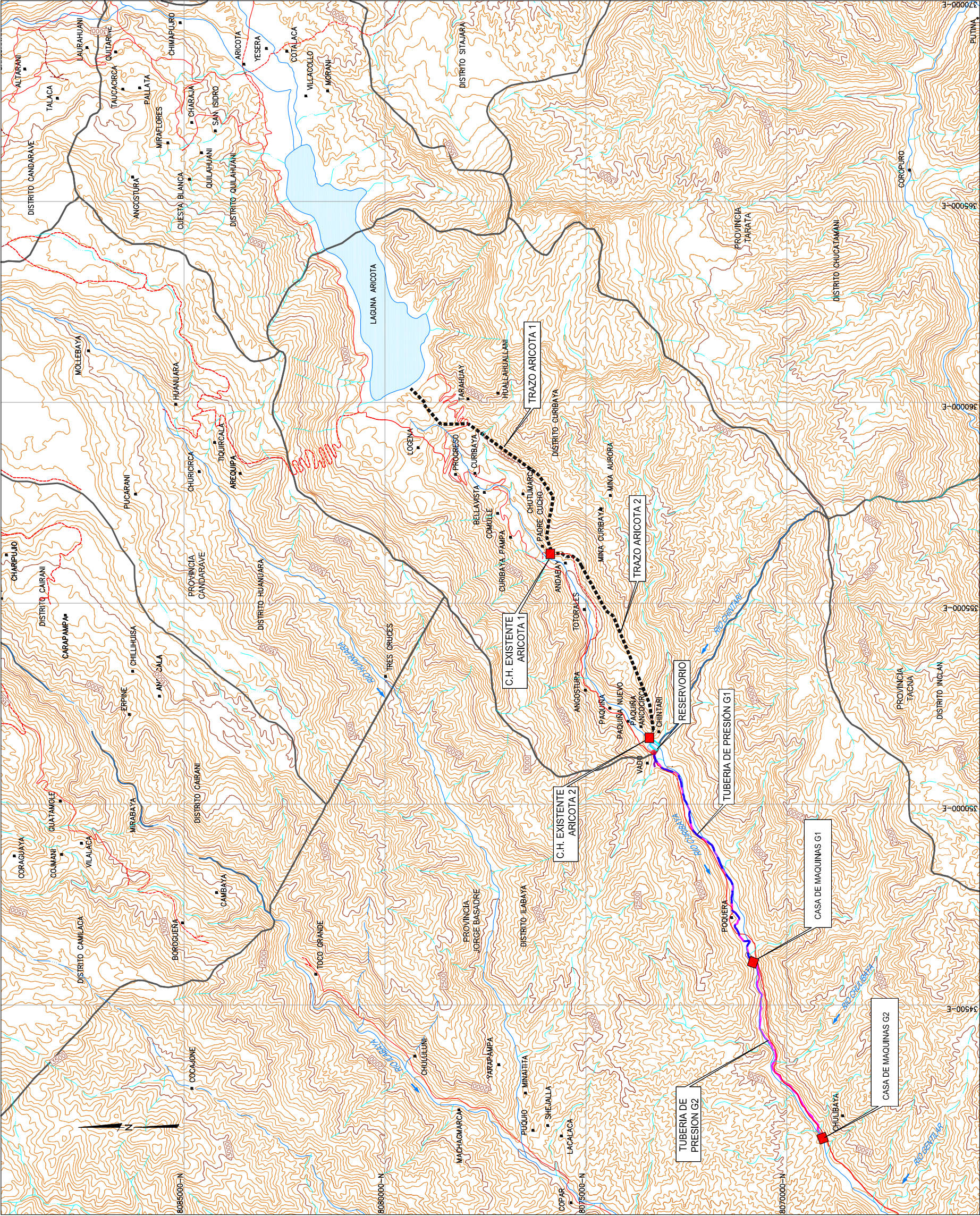
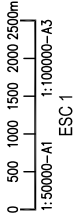
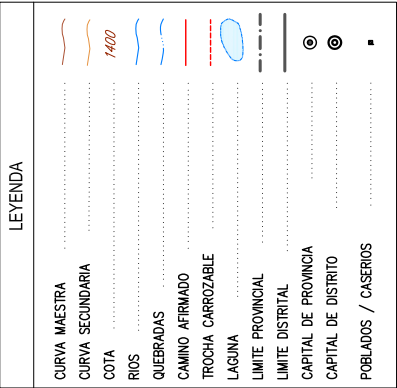
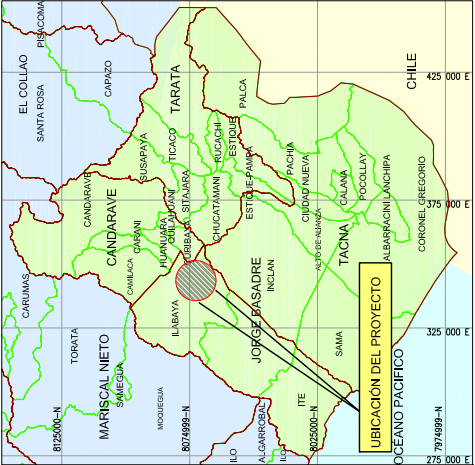
## ANEXO 1: PLANOS



MAPA POLITICO DEL PERU



MAPA PROVINCIAL DE TACNA



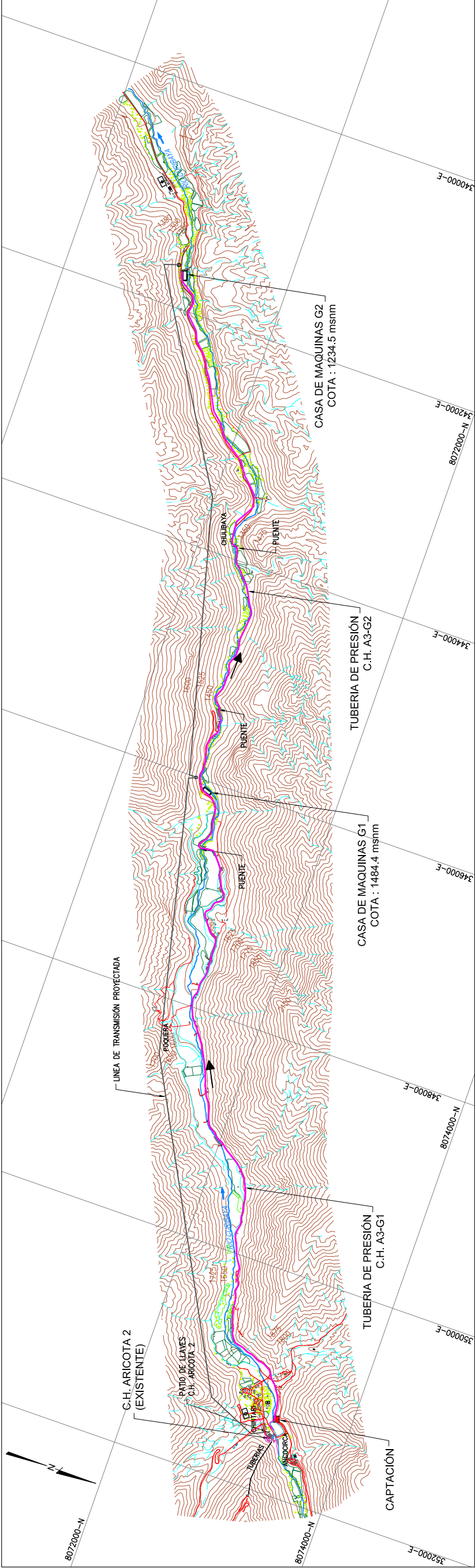
UNIVERSIDAD NACIONAL  
MAYOR DE SAN MARCOS



INGENIERIA MECANICA  
DE FLUIDOS

UNIVERSIDAD:	PROYECTO:	COD. DE PLANO:
UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS	DISEÑO HIDRAULICO DE LA CONDUCCION FORZADA DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA ARICOTA N°3	PLANO N° 1
EAP:	NOMBRE DE PLANO:	ESCALA:
	PLANO DE UBICACION	GRAFICA
		FECHA:
		ABRIL - 2016
		CAD:
		FERNANDO YANEZ
		SEC. DE PLANO:
		1 de 1





PLANTA  
ESC. 1

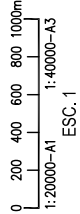
LEYENDA	
CURVA MAESTRA	
RIOS	
QUEBRADAS	
ACEQUIAS	
CAMINO HERRADURA	
CAMINO ASFALTADO	
TROCHA CARROZABLE	
VARIANTE A	
LINEA DE TRANSMISION PROYECTADA	
POZO	
TUBERIA	
MUROS	
LMITE DE AREA DE ARBOLES	
ARBOLES	
AREA URBANA	
AREA DE CULTIVO	

CENTRAL HIDROELECTRICA ARICOTA 3 ( DOS SALTO DE GENERACION)							
CENTRAL HIDROELECTRICA ARICOTA 3 - GENERADOR 1 (CHA3-G1)							
Caudal de Diseño (Qd) (m3/s)	Potencia Instalada (Mw)	Altura Bruta (Hb) (m)	Altura Neta (Hn) (m)	Diámetro de Tubería (m)	Longitud de Tubería (m)	Cota Casa de Máquinas (NAMO) (msnm)	Cota Casa de Máquinas (msnm)
2.7	4.50	230.64	194.84	1.1	6431	1715.00	1484.36
						Superficie	Francis
							1

CORDENADAS UTM - WGS 84			
CHA3-G1	ESTE	NORTE	
CAPTACION	351315.025	8073312.845	
CASADE MÁQUINAS	346095.565	8070818.114	

CENTRAL HIDROELECTRICA ARICOTA 3 - GENERADOR 2 (CHA3-G2)							
Caudal de Diseño (Qd) (m3/s)	Potencia Instalada (Mw)	Altura Bruta (Hb) (m)	Altura Neta (Hn) (m)	Diámetro de Tubería (m)	Longitud de Tubería (m)	Cota Casa de Máquinas (NAMO) (msnm)	Cota Casa de Máquinas (msnm)
2.7	5.1	249.83	220.55	1.1	5120.9	1484.33	1234.5
						Superficie	Francis
							1

CORDENADAS UTM - WGS 84			
CHA3-G2	ESTE	NORTE	
CAPTACION	346095.565	8070818.114	
CASADE MÁQUINAS	341737.761	8069090.967	



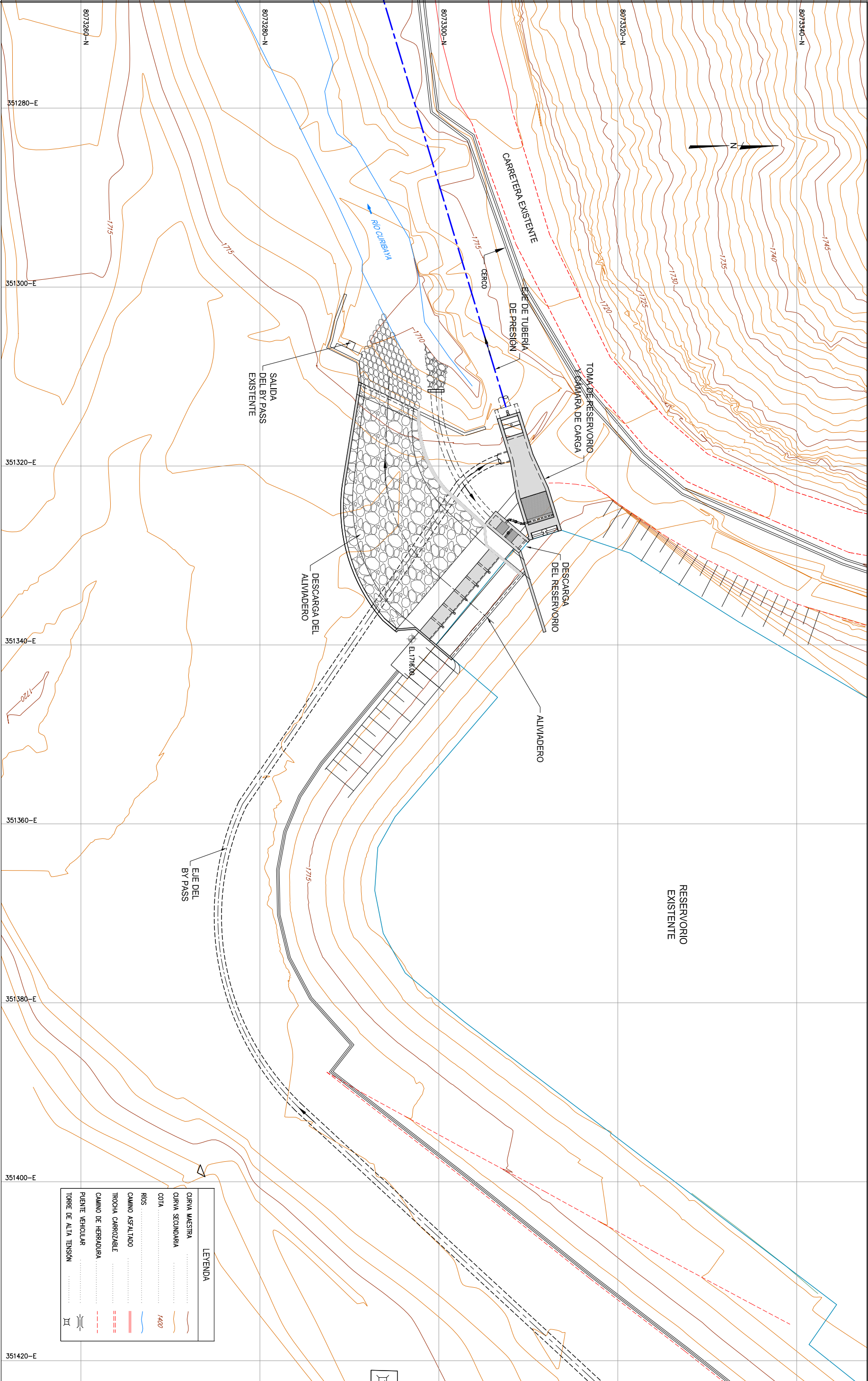
UNIVERSIDAD NACIONAL  
MAYOR DE SAN MARCOS



INGENIERIA MECANICA  
DE FLUIDOS


UNIVERSIDAD:  UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS	EAP:  INGENIERIA MECANICA DE FLUIDOS	PROYECTO:  DISEÑO HIDRAULICO DE LA CONDUCCION FORZADA DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA ARICOTA N°3	COD. DE PLANO:  PLANO N° 2

NOMBRE DE PLANO:  ESQUEMA HIDRAULICO	
ESCALA: GRAFICA	
FECHA: ABRIL - 2016	
CAD: FERNANDO YANEZ	
SEC. DE PLANO: 1 de 1	




LEYENDA	
CURVA MAESTRA	.....
CURVA SECUNDARIA	.....
COTA	1400
RIOS	.....
CAMINO ASFALTADO	.....
TROCHA CARROZABLE	=====
CAMINO DE HERMOJURA	-----
PUENTE VEHICULAR	.....
TORRE DE ALTA TENSION	.....

UNIVERSIDAD:  
**UNIVERSIDAD NACIONAL  
MAYOR DE SAN MARCOS**



EAP:  
**INGENIERIA MECANICA  
DE FLUIDOS**



PROYECTO:  
DISEÑO HIDRAULICO  
DE LA CONDUCCION FORZADA DE LA CENTRAL  
HIDROELECTRICA ARICOTIA N°3

COORD. DE PLANO:  
**PLANO N° 3A**

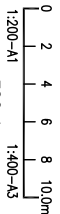
NOMBRE DE PLANO:  
CAPTACION - CAMARA DE CARGA  
PLANTA

ESCALA:  
GRAFICA

FECHA:  
ABRIL - 2016

CAO:  
FERNANDO YANEZ

SEC. DE PLANO:  
1 de 2

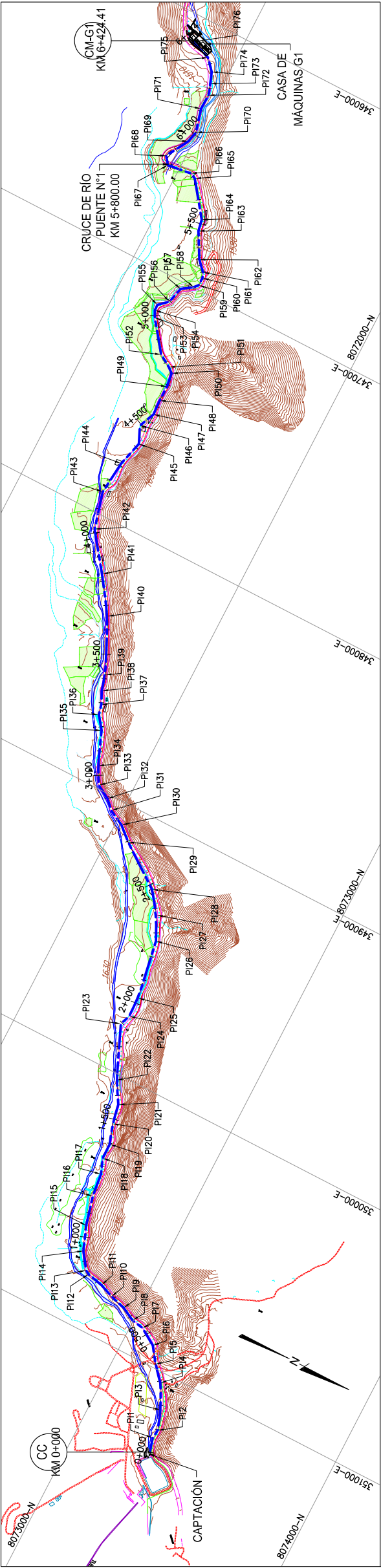




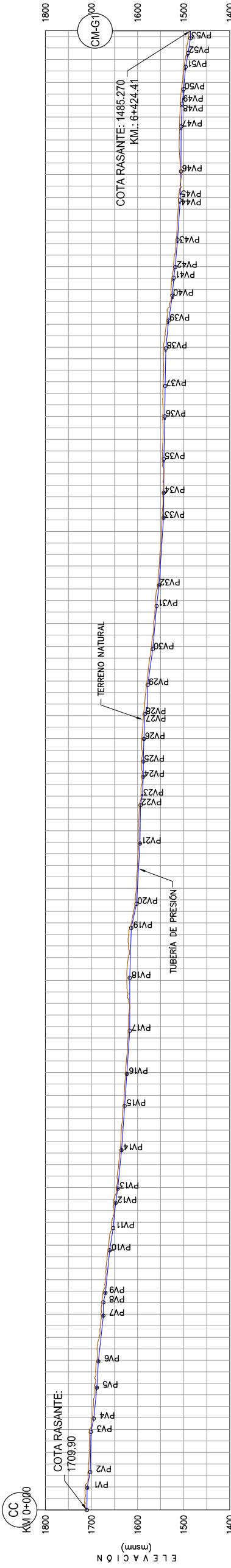


LEYENDA

CURVA MAESTRA	
CURVA SECUNDARIA	
COTA	1400
RIOS	
QUEBRADAS	
CAMINO ASFALTADO	
TROCHA CARROZABLE	
CAMINO DE HERRADURA	
TUBERIA DE PRESIÓN	
CERCO MALLA	
ALCANTARILLA	
ÁREA DE CULTIVO	
CENTROS POBLADOS	
TORRE	

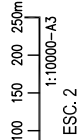


PLANTA  
ESC. 1



PROGRESIVA	COTA TERRENO	COTA RASANTE	DIFERENCIA DE COTAS	PENDIENTE	TIPO DE SECCIÓN	CLASE DE TUBERIA	LONGITUD
0+000	1713.176	1708.992	4.12	-0.56%	st1	6 BAR	1073.94 m
0+100	1706.146	1704.620	1.52	-0.88%	st1	6 BAR	1073.94 m
0+200	1701.495	1704.620	3.12	-0.88%	st1	6 BAR	1073.94 m
0+300	1697.217	1692.482	4.73	-1.06%	st1	6 BAR	1073.94 m
0+400	1694.870	1692.482	2.35	-1.39%	st1	6 BAR	1073.94 m
0+500	1689.888	1692.482	2.59	-4.98%	st1	6 BAR	1073.94 m
0+600	1686.412	1691.095	4.68	-2.78%	st1	6 BAR	1073.94 m
0+700	1682.135	1688.066	5.93	-5.51%	st1	6 BAR	1073.94 m
0+800	1676.620	1680.619	4.00	-10.81%	st1	6 BAR	1073.94 m
0+900	1674.146	1677.534	3.39	-0.06%	st1	6 BAR	1073.94 m
1+000	1666.837	1669.209	2.37	-4.98%	st1	6 BAR	1073.94 m
1+100	1661.853	1665.915	4.06	-7.92%	st1	6 BAR	1073.94 m
1+200	1654.746	1659.827	5.08	-4.75%	st1	6 BAR	1073.94 m
1+300	1649.225	1650.830	1.60	-7.56%	st1	6 BAR	1073.94 m
1+400	1642.702	1645.914	3.21	-3.37%	st1	6 BAR	1073.94 m
1+500	1637.838	1640.942	3.10	-3.55%	st1	6 BAR	1073.94 m
1+600	1633.463	1636.234	2.77	-3.40%	st1	6 BAR	1073.94 m
1+700	1629.918	1633.114	3.20	-1.52%	st1	6 BAR	1073.94 m
1+800	1626.452	1628.804	2.35	0.00%	st1	6 BAR	1073.94 m
1+900	1623.082	1626.097	3.01	-1.34%	st1	6 BAR	1073.94 m
2+000	1619.677	1622.028	2.35	-1.90%	st1	6 BAR	1073.94 m
2+100	1616.907	1619.820	2.91	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
2+200	1616.907	1618.171	1.26	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
2+300	1616.907	1623.291	6.38	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
2+400	1615.556	1620.057	4.50	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
2+500	1614.038	1619.269	5.23	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
2+600	1605.859	1608.265	2.41	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
2+700	1600.375	1602.480	2.11	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
2+800	1597.486	1600.061	2.57	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
2+900	1594.715	1597.102	2.39	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
3+000	1594.006	1597.139	3.13	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
3+100	1589.916	1592.432	2.52	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
3+200	1587.564	1589.865	2.30	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
3+300	1586.900	1590.431	3.53	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
3+400	1585.271	1588.669	3.40	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
3+500	1579.109	1584.602	5.49	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
3+600	1576.824	1579.515	2.69	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
3+700	1573.749	1573.749	4.07	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
3+800	1566.590	1566.590	2.37	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
3+900	1559.806	1562.789	2.98	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
4+000	1557.706	1557.706	3.29	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
4+100	1552.953	1552.953	2.30	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
4+200	1549.175	1549.175	1.92	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
4+300	1547.008	1547.008	3.14	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
4+400	1545.038	1545.038	1.92	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
4+500	1543.509	1543.509	0.54	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
4+600	1542.559	1545.944	3.39	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
4+700	1541.555	1544.680	3.12	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
4+800	1540.668	1545.022	4.35	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
4+900	1539.871	1544.404	4.53	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
5+000	1538.964	1543.946	4.98	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
5+100	1535.878	1540.581	4.70	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
5+200	1530.090	1534.510	4.42	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
5+300	1523.493	1527.698	4.21	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
5+400	1518.206	1521.498	3.29	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
5+500	1513.948	1517.163	3.21	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
5+600	1510.463	1513.390	2.93	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
5+700	1507.213	1511.022	3.81	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
5+800	1505.882	1503.866	-2.02	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
5+900	1505.545	1509.126	3.58	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
6+000	1505.331	1509.065	3.73	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
6+100	1503.552	1507.202	3.65	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
6+200	1498.717	1502.620	3.90	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
6+300	1496.223	1496.223	3.47	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
6+400	1489.445	1489.445	4.18	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m
6+500	1485.270	1485.270	2.22	-1.32%	st1	6 BAR	1073.94 m

PERFIL LONGITUDINAL  
ESC. 1(H) - ESC. 2(V)



UNIVERSIDAD:  
UNIVERSIDAD NACIONAL  
MAYOR DE SAN MARCOS

EAP:  
INGENIERIA MECANICA  
DE FLUIDOS

PROYECTO:  
DISEÑO HIDRAULICO  
DE LA CONDUCCION FORZADA DE LA CENTRAL  
HIDROELECTRICA ARICOTA N°3

COD. DE PLANO:  
PLANO N° 4

UNIVERSIDAD NACIONAL  
MAYOR DE SAN MARCOS

INGENIERIA MECANICA  
DE FLUIDOS

DISEÑO HIDRAULICO  
DE LA CONDUCCION FORZADA DE LA CENTRAL  
HIDROELECTRICA ARICOTA N°3

PLANO N° 4

UNIVERSIDAD NACIONAL  
MAYOR DE SAN MARCOS

INGENIERIA MECANICA  
DE FLUIDOS

DISEÑO HIDRAULICO  
DE LA CONDUCCION FORZADA DE LA CENTRAL  
HIDROELECTRICA ARICOTA N°3

PLANO N° 4

UNIVERSIDAD NACIONAL  
MAYOR DE SAN MARCOS



INGENIERIA MECANICA  
DE FLUIDOS



TUBERIA FORZADA G1  
PLANTA Y PERFIL

NOMBRE DE PLANO:

DE LA CONDUCCION FORZADA DE LA CENTRAL  
HIDROELECTRICA ARICOTA N°3

COD. DE PLANO:

PLANO N° 4

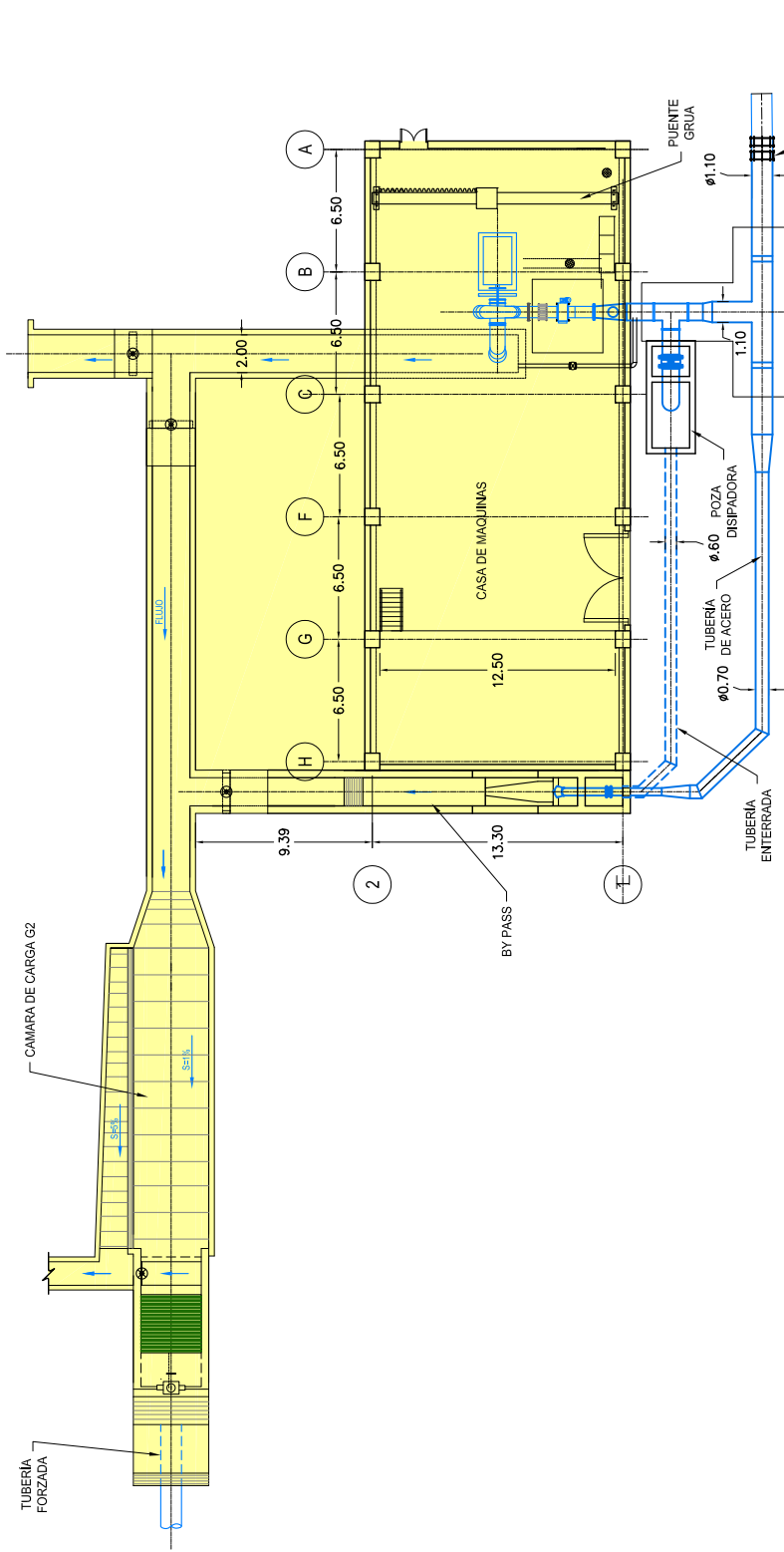
SEC. DE PLANO:

FERNANDO YANEZ

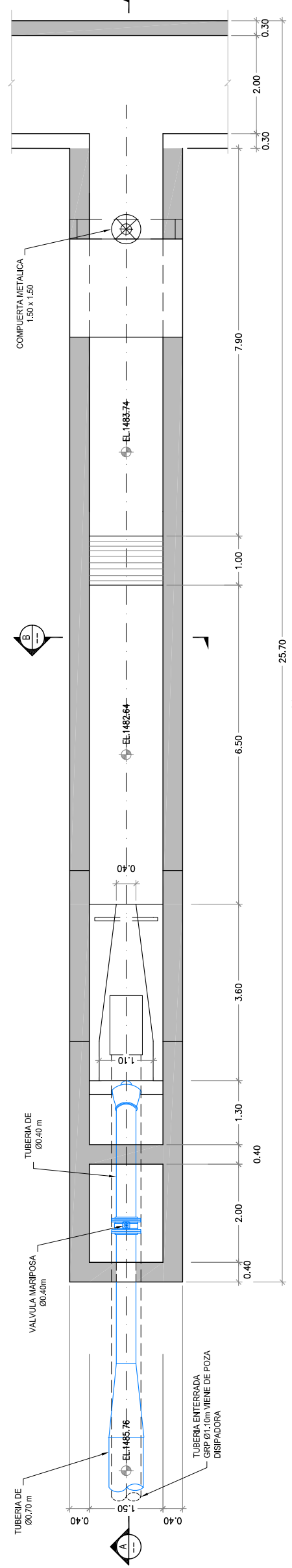
ABRIL - 2016

GRAFICA

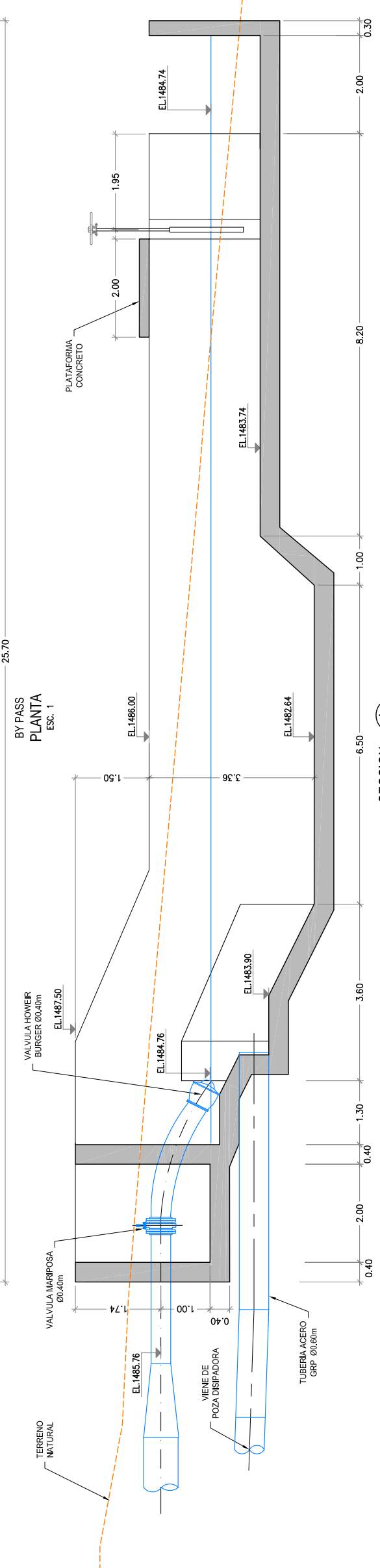
COD. DE PLANO:



PLANO CLAVE



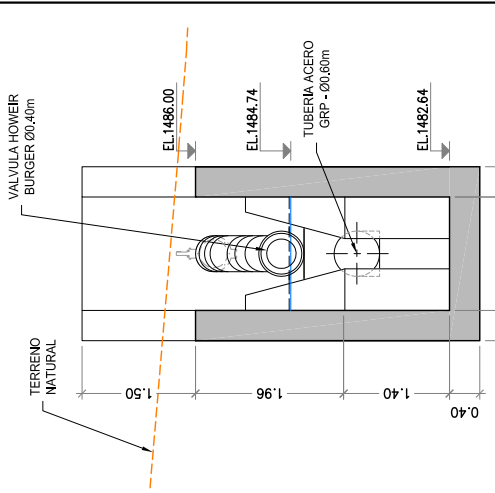
BY PASS  
PLANTA  
ESC. 1



SECCION A  
ESC. 1

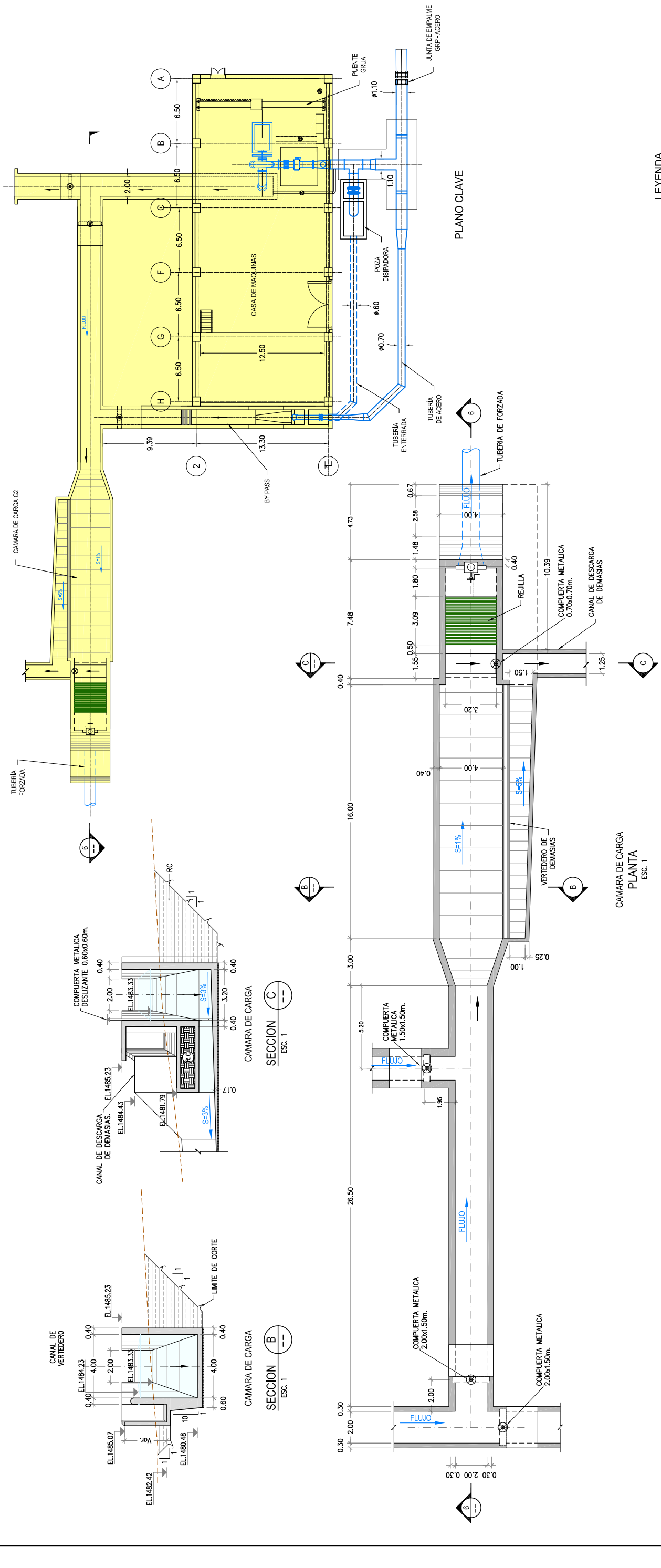


SECCION B  
ESC. 1

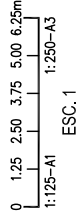
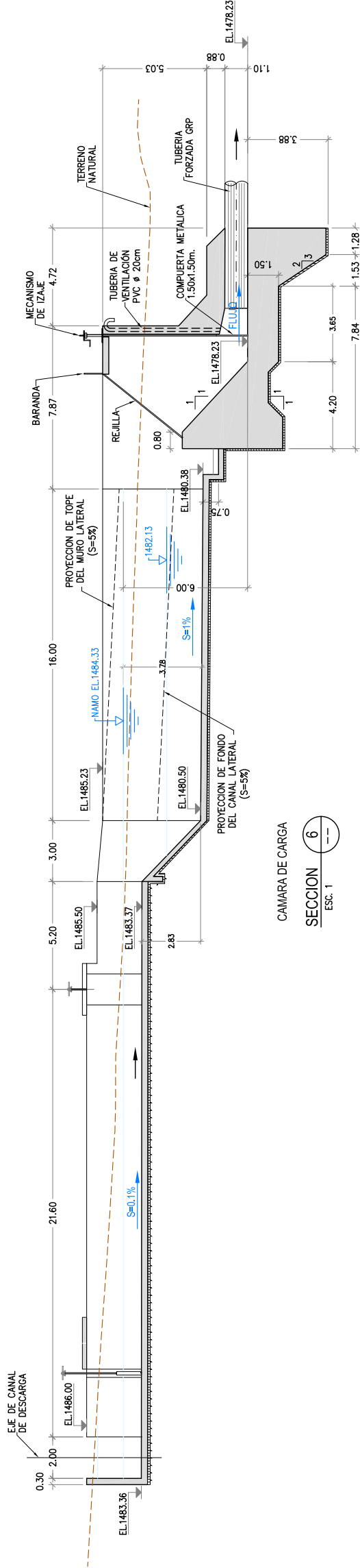
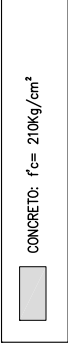








LEYENDA



INGENIERIA MECANICA  
DE FLUIDOS



UNIVERSIDAD NACIONAL  
MAYOR DE SAN MARCOS

UNIVERSIDAD:

EAP:

PROYECTO:

DISEÑO HIDRAULICO  
DE LA CONDUCCION FORZADA DE LA CENTRAL  
HIDROELECTRICA ARICOTA N°3

NOMBRE DE PLANO:

CAMARA DE CARGA G2  
PLANTA Y SECCIONES

COD. DE PLANO:

PLANO N° 7

ESCALA:

GRAFICA

FECHA:

ABRIL - 2016

CAD:

FERNANDO YANEZ

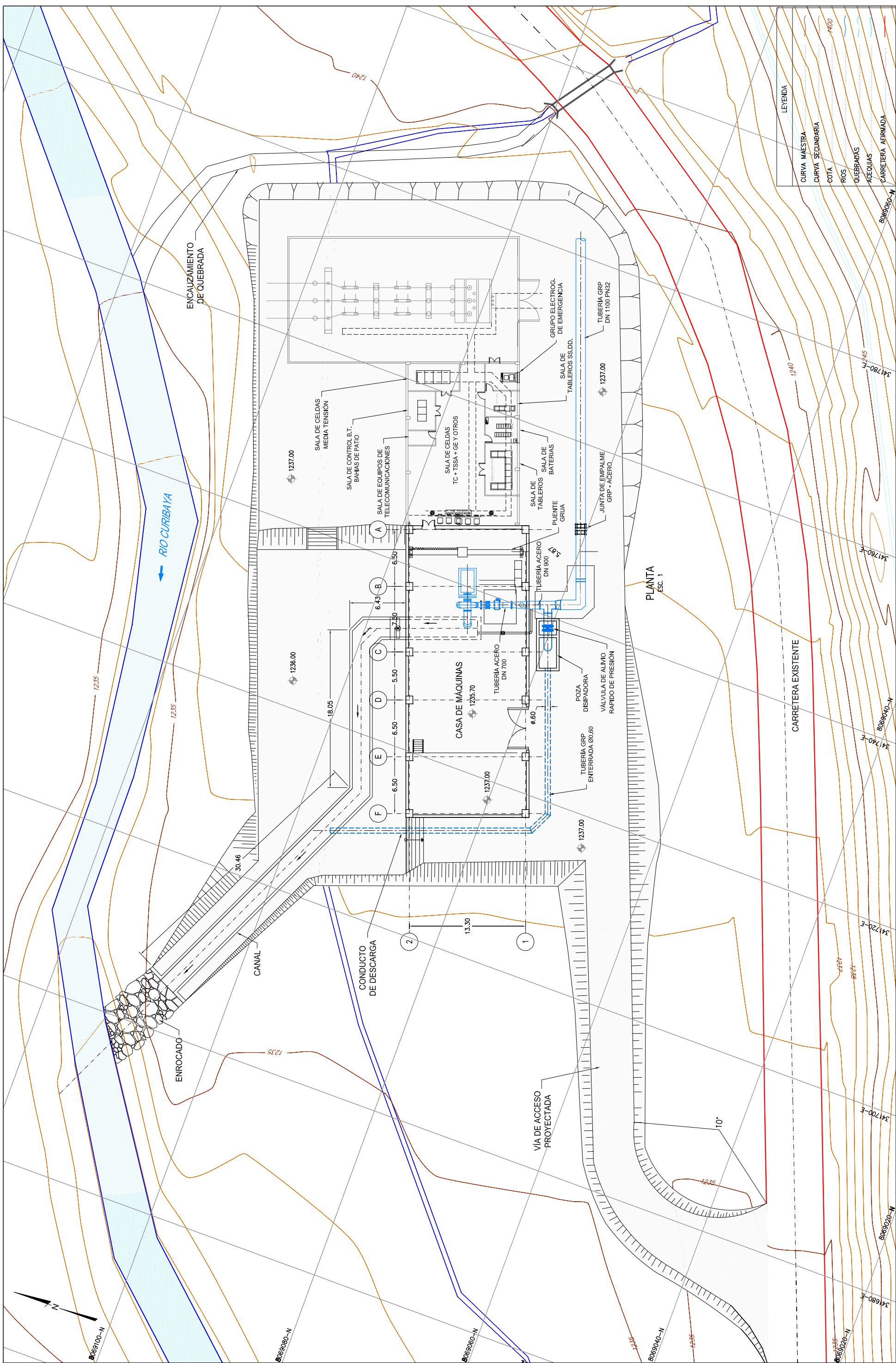
SEC. DE PLANO:

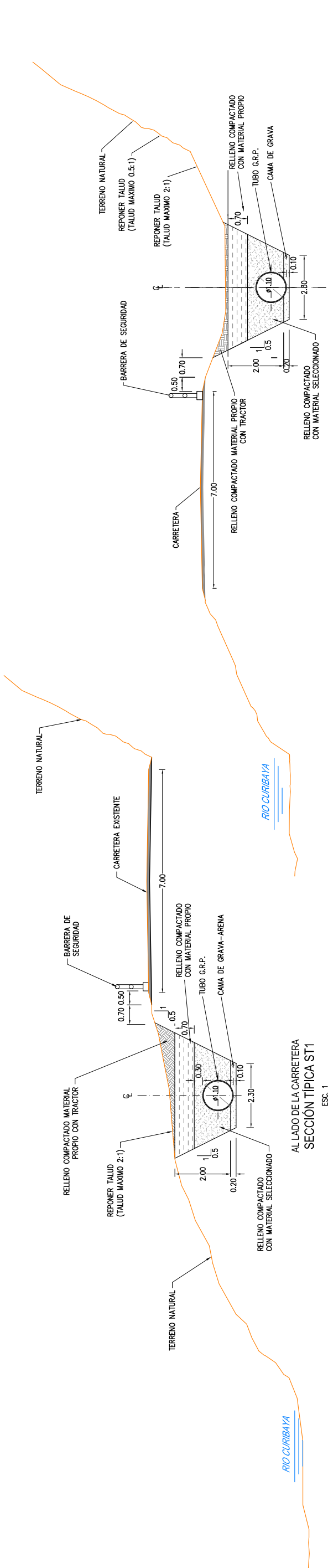
1 de 1



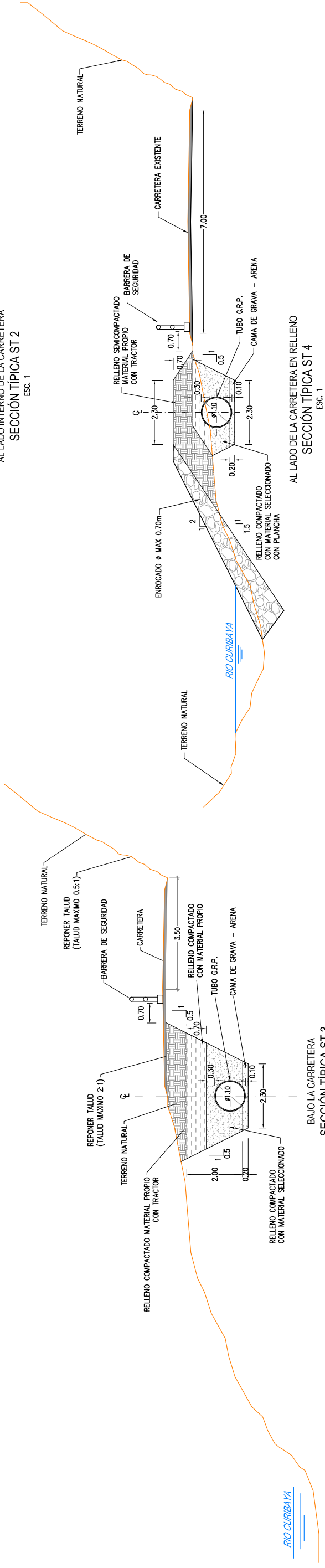








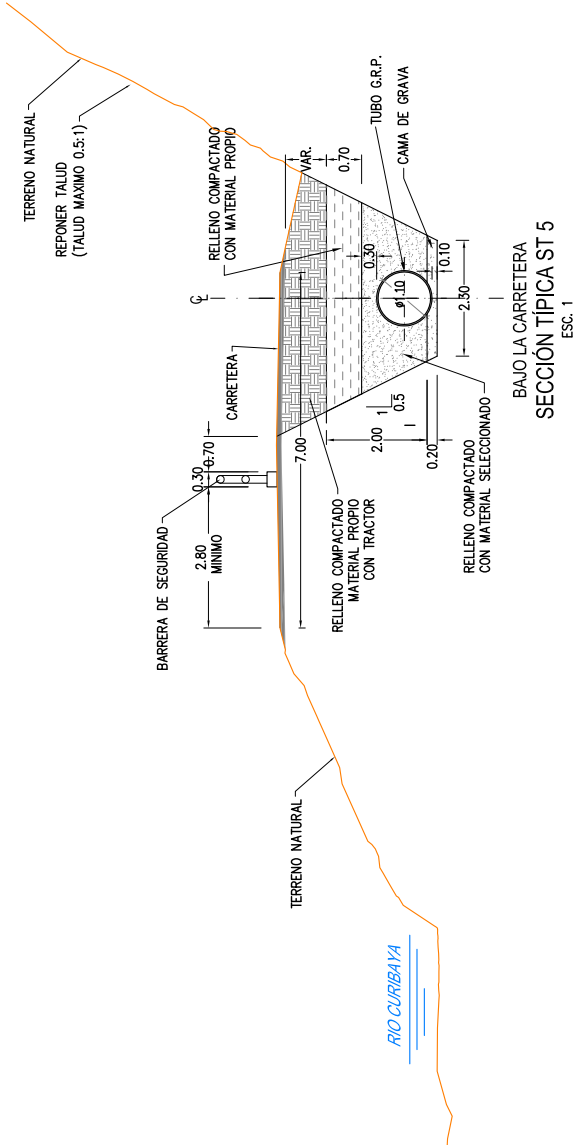
AL LADO DE LA CARRETERA  
SECCIÓN TÍPICA ST1  
ESC. 1



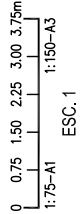
AL LADO INTERNO DE LA CARRETERA  
SECCIÓN TÍPICA ST 2  
ESC. 1

BAJO LA CARRETERA  
SECCIÓN TÍPICA ST 3  
ESC. 1

AL LADO DE LA CARRETERA EN RELLENO  
SECCIÓN TÍPICA ST 4  
ESC. 1



BAJO LA CARRETERA  
SECCIÓN TÍPICA ST 5  
ESC. 1



 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS</b>	 <b>INGENIERIA MECANICA DE FLUIDOS</b>		<b>DISEÑO HIDRAULICO DE LA CONDUCCION FORZADA DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA ARICOTA N°3</b>	<b>PLANO N° 10</b>		
					ESCALA:	GRAFICA
					FECHA:	ABRIL - 2016
					CAD:	FERNANDO YÁÑEZ
SECCIONES TÍPICAS TUBERIA FORZADA			NOMBRE DE PLANO:	SEC. DE PLANO: 1 de 1		